



TITLE:

中掘り式推進工法における推力と 切削トルクに関する土質工学的研 究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

竹下, 貞雄

CITATION:

竹下, 貞雄. 中掘り式推進工法における推力と切削トルクに関する土質工学的研究. 京都大学, 1985, 工学博士

ISSUE DATE:

1985-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5582>

RIGHT:

中掘り式推進工法における推力と切
削トルクに関する土質工学的研究

1984年11月

竹 下 貞 雄

中掘り式推進工法における推力と切削トルクに関する土質工学的研究

1984年11月

竹 下 貞 雄

中掘り式推進工法における推力と切削トルクに関する土質工学的研究

目 次

緒 論	
第1節 序 論	1
第2節 本論文の内容	2
参考文献	3
第1章 新 工 法	4
1. 推進工法の歴史	4
1.1 外国の推進工法の歴史	4
1.2 日本の推進工法の歴史	8
2. 推進工法のメカニズム	10
2.1 管 体	10
2.2 ジャッキ	11
2.3 シールド	12
2.4 滑 材	12
2.5 中押し工法	13
2.6 方向制御	14
3. 推進工法の選択基準	14
3.1 土 質	14
3.2 土かぶり厚さと沈下	15
3.3 土質調査	15
3.4 作業設備	15
4. 新 工 法	16
4.1 掘 削 機	17
4.2 推 進 機	19
4.3 スクリューコンベア	19

4.4 エレメント	20
参考文献	22
第2章 推力を求める式	24
第1節 従来の方法と問題点	24
1. 支持力公式による方法	24
2. N値から推定する方法	24
3. 西独の推進工法規程の式	25
4. M. Scherle の式	25
5. G. Hurtz と W. Weber の式	26
6. 日本下水道協会の式	27
7. 日本の慣用式	28
第2節 新しい提案式	30
1. 考え方	30
2. 実測との比較	43
2.1 木田余架道橋	44
2.2 菊川・掛川間暗渠	49
2.3 香推駅暗渠	51
2.4 弘前駅地下道	59
第3節 結 論	67
参考文献	67
第3章 切削抵抗を求める式	70
第1節 従来の方法と問題点	70
1. 畠の方法	70
2. ドムブローフスキーの方法	70
3. F. F. Roxborough の試験	71
第2節 新しい提案式	72
1. 考え方	72
2. 実測との比較	79
2.1 木田余架道橋	79

中掘り式推進工法における推力と切削トルクに関する土質工学的研究

目 次

緒 論

第1節 序 論	1
第2節 本論文の内容	2
参考文献	3
第1章 新 工 法	4
1. 推進工法の歴史	4
1.1 外国の推進工法の歴史	4
1.2 日本の推進工法の歴史	8
2. 推進工法のメカニズム	10
2.1 管 体	10
2.2 ジャッキ	11
2.3 シールド	12
2.4 滑 材	12
2.5 中押し工法	13
2.6 方向制御	14
3. 推進工法の選択基準	14
3.1 土 質	14
3.2 土かぶり厚さと沈下	15
3.3 土質調査	15
3.4 作業設備	15
4. 新 工 法	16
4.1 掘 削 機	17
4.2 推 進 機	19
4.3 スクリューコンベア	19

4.4 エレメント	20
参考文献	22
第2章 推力を求める式	24
第1節 従来の方法と問題点	24
1. 支持力公式による方法	24
2. N値から推定する方法	24
3. 西独の推進工法規程の式	25
4. M. Scherle の式	25
5. G. Hurtz と W. Weber の式	26
6. 日本下水道協会の式	27
7. 日本の慣用式	28
第2節 新しい提案式	30
1. 考 え 方	30
2. 実測との比較	43
2.1 木田余架道橋	44
2.2 菊川・掛川間暗渠	49
2.3 香推駅暗渠	51
2.4 弘前駅地下道	59
第3節 結 論	67
参考文献	67
第3章 切削抵抗を求める式	70
第1節 従来の方法と問題点	70
1. 畠の方法	70
2. ドムブローフスキーの方法	70
3. F. F. Roxborough の試験	71
第2節 新しい提案式	72
1. 考 え 方	72
2. 実測との比較	79
2.1 木田余架道橋	79

2.2	大宮駅地下道	80
2.3	菊川・掛川間暗渠	81
2.4	香椎駅暗渠	83
2.5	弘前駅地下道	83
第3節	結 論	84
	参考文献	85
	結 論	86
	謝 辞	89

緒 論

第1節 序 論

この数年、日本の経済的、社会的条件は大きく変化してきている。その第1は国民の1人当りの国民所得が約8400米ドルとアメリカ合衆国や西ドイツなどのその約80%に達するなど、^{1), 2)} 高所得になってきたことである。このことは土木工事から見れば、人件費の高騰につながることから、要員の合理化、施工の機械化による工事費の削減が急務になってきた。

第2には大都市の人口流入がとまり、かつては30以上もあった人口減少県が最近ではゼロにまで減っている、いわゆる、Uターン現象である。このことは住民のためのライフラインの整備が3大都市圏のみならず、地方都市においても必要になってきたことを意味している。

第3は公害防止法に基づく諸規程による土木工事への規制やマスメディアの普及による国民の意識の向上が、環境権という新しい権利を請求するようになってきたので、施工法自体の改善が強く要求されるようになったことであろう。

このような社会事情から、鉄道と道路、水路、上下水道、ガス、電力など、いわゆる社会資本施設とが立体交差する工事が近年は3大都市圏のみならず、地方都市でも増加を見せている。

これらの工事に鉄道が従来用いてきた工法としては、まず、列車荷重を仮設の構造物で一旦仮受けしたあと、鉄道路盤を取り除き、所要の地下構造物を建設し、さらに、これに列車荷重を戻したあと、仮設構造物を撤去して復旧する方法があげられる。

しかるに、この工法では列車運転の安全確保を第一とする国鉄にとって、仮設構造物に要する費用が大きくなる欠点があった。さらに、1年に純損失で2兆円弱もの赤字を生む財政状態を改善するための対策として、職員数を昭和56年の40万人を昭和60年には32万人に削減することが国鉄財政再建計画にもられていることから、工事監督要員の大幅な削減も予想されている。³⁾

一方、環境保全に対する沿線住民の自覚は、新幹線の名古屋裁判や大阪国際空港の夜間運航さし止め請求⁴⁾などを例に出すまでもなく、日本全国に広まっている現状では、いきおい、立体交差も地下にもぐることが第1案として考えられるようになってきている。

以上のような理由から、国鉄線の下に交差構造物を構築するに当り、在来の工法を抜本的に考えなおさざるをえなくなってきた。このような国鉄をとりまく厳しい社会的、経済的情勢をふまえて考案された工法が線路下横断構造物施工法（以下では、URT工法と言う）である。⁵⁾

この工法は地下構造物の躯体をいくつかの鋼製のエレメントに分割し、このエレメントを1本ずつ線路下の路盤内に推進させ、たがいに特殊な継手を介して、地下構造物の躯体を構成、閉合したあと、この鋼製エレメントの中にコンクリートを充填し、所要の強度をえたあと、トンネル内の土を取り除き、地下構造物を完成するものである。

推進工法は古くから使われている工法であるが、^{6), 7), 8)} 従来の工法は、あらかじめ、工場製作されたパイプなり、躯体をそのまま推進するものであった。本論文で述べる工法は地中で躯体を構築するところに特長がある。

本工法での重要な土質工学的問題点は

- (1) 推力の推定
- (2) 切削トルクの推定

の2つである。

本論文はこれらについて、今までの施工例と土質調査の結果から、^{9), 10), 11)} その値を推定する方法について研究をしてきたものをまとめ、さらに、新しく考察を加えたものである。これにより、土質調査に基づいて適切な掘削機と推進機の選択が可能になり、円滑な工事の進捗を図ることができるようになった。

第2節 本論文の内容

本論文は、今回開発されたURT工法に用いられる推進機および掘削機を線路下構造物の施工に使用するに当たって、土質調査の結果に基づいて、適切な機械を投入するための基準を、著者独自の考察を加えながら述べ、実証を行ったものである。これにより、推進機械の適切な運用を図るものである。

本論文は、3つの章からなっている。

第1章は、推進工法の概要と歴史について述べたあと、URT工法について論述し、その獨創性を明確にしている。

第2章は、推進工法の計画に当たって、問題になる推力の推定の手法について考察した結果をのべる。推力を推定する方法として、今までに、数多くの提案があるが、具体性に欠けていたり、常数の根拠が不明であるなどの欠点が見られる。筆者は、土質調査の結果を用いて直接推力を推定する独自の式を提案し、実測の結果と比較し、よく合うことを確かめた。

また、本工法に各種の推力削減対策を構じた場合の効果についても、実験により定量化した。

第3章は、切削トルクと土質の強度定数との関連を求めるために、切削力比なる概念を導入

し、ここで用いた範囲では土質の種類によって、この値がある定数をとることを明らかにし、これを用いてサウンディングの結果から、必要な切削トルクを推定する独自の方法を提案した。

この方法を実測の結果と比較することにより、その妥当性も実証した。

最後に、以上の各章における研究結果を総括して、得られた成果、残された問題などを要約して結論とした。

参考文献

1. 畑中達敏：公共土木事業への要望，土木学会誌，Vol. 66, No.1, 1981年1月，pp. 10-12.
2. 矢野一郎：1983年版・日本国勢図会，国勢社，1983年6月，pp. 101-111.
3. 日本国有鉄道監査委員会：昭和57年度日本国有鉄道監査報告書，昭和58年8月，p. 147.
4. 山本英治：裁判中の公共事業，土木学会誌，Vol. 62, No.6, 1977年6月，pp. 37-42.
5. 竹下貞雄・植野利之・草間一・洲上俱宏・諸橋和美・狭田彰治：線路下トンネル掘さくの
新工法に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1066，1978年2月．
6. 日本下水道協会：下水道推進工法の指針と解説，1980年6月，p. 1.
7. W. Weber：Entwicklung neuartiger, wirtschaftlicher Rohr-
vortriebe bei kleinen Querschnitten, Tiefbau, Heft 21, No.10,
Oktober 1979, pp. 817-820.
8. J. Leeney：The case for tunnel jacking, Tunnel und Tunnel-
ing, Vol. 11, No.1, January/February, 1979, pp. 39-42.
9. 竹下貞雄・草間一・洲上俱宏・斉藤英一：URT工法による活線下の地下道新設と二・三
の考察，鉄道技術研究所速報，No.79-1008，1979年7月．
10. 竹下貞雄・洲上俱宏・安田祐作・斉藤英一：URT工法による長円形地下道の施工に関す
る研究，鉄道技術研究報告，No.1195，1981年10月．
11. 竹下貞雄・洲上俱宏，安田祐作，金井正好・林雅博：推進工法による弘前駅構内地下道新
設，鉄道技術研究所速報，No.A-84-38，1984年3月．

第一章 新工法

1. 推進工法の歴史

1.1 外国の推進工法の歴史

推進工法というのはいわゆるトンネル工法の1つであり、プレキャストコンクリート管の先端に掘削用シールドなどを装着し、油圧ジャッキで地山内に押し込むもので米国ではパイプジャッキング工法と呼ばれている。

推進工法は1896年から1900年にかけて、米国のノーザン・パシフィック鉄道（現バーリントン・ノーザン鉄道）が路盤下に多数の鑄鉄製の下水管を推進、埋設したのが始まりであると伝えられる¹⁾。

しかし、現在のように、この工法が一般に普及するようになったのは1950年代であり、場所もニューヨークやデトロイト地区であった。その後、この工法は米国の五大湖地区を中心に使用されるに及んで、英国やヨーロッパ大陸にも広まり、おもに、上下水道のトンネル工事の工法として定着してきた。

また、当初用いられたパイプは直径91 cm（36インチ）～183 cm（72インチ）の鋼管で、かつ、施工延長も短かった。しかし、技術の発展に伴い、コンクリート管も用いられるようになった。とくに、鉄道や道路のように交通を停止することが困難なところで、かつ、浅いところにパイプを埋設する必要があるところでは、在来の特レンチ工法にない利点をもつことと、H. Lorenz らの当時のベントナイト溶液の性質に関する研究²⁾および E. Müller による砂礫層でのウエルの沈下工事でベントナイト溶液を滑材に使用して成功したことなどが、この工法が普及する原因の1つとなったと思われる³⁾。

1960年代初期には、精巧な掘削用シールドや強力な推進機あるいは厚さの大きいコンクリート管が開発されるようになったので、排水管の直接推進、施工が可能になり、施工長も著しくのび、管の外径も3.7 m（12フィート）まで拡大されるなど、推進工法の技術革新と市場の拡大がみられた。

このような大断面のトンネルが施工されるようになったことから、推進工法は従来の上下水道の建設から人道用地下道の建設にも用いられるようになり、しかも、能率の向上と施工方法からみて、この工法は在来の特レンチ工法を用いるシールド工法や開削工法とも十分競走できる工法に育っていった。

例えば、地下鉄トンネルはインバートも含めて一般に地表面に近いところを通るが、それでも推進工法ではかなり強力な反力壁を必要とするので、逆に盛土を貫通させたタイロッドでけん引する工法が考案されたのがその例である。ただ、この工法も施工長が短いときに限られ、推進長が長いときには、地中アンカーを用いた架台または片持梁形式の杭を用いた反力壁が利用されるようになった。

しかし、反力壁は推力や推力の作用点の位置が高くなる程その工費がかさむようになる。この欠点をなくしたのが中押し工法である。この工法は推進される一連の管列の途中に中押しジャッキを挿入し、施工長が長い場合には、これを分割して、小区間ごとに推進し、最後に立抗にある主ジャッキで残りを推進するもので、この工法の発明により長距離推進が可能になった（図1.1）。

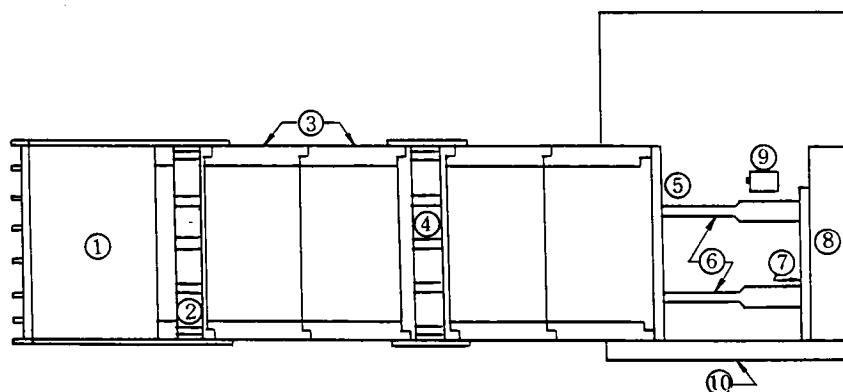


図 1.1 推進工法の装置

- ① 掘削機, ② ジャッキ, ③ コンクリート管, ④ 中押しジャッキ
- ⑤ 受圧板, ⑥ 主ジャッキ, ⑦ 鉄板, ⑧ 反力壁, ⑨ レーザー装置,
- ⑩ 発進台

1960年後期から1970年初期にかけて、さらに推進工法は精巧になり、いくつかの開発がなされた。まず、機械掘削が考案されて人力掘削にかわったために、推進長が増加した。例えばデトロイトで施工されたコンクリート管の直径は1.52m（60インチ）であり、さらに、機械ロータリー式掘削機によって、両立坑間335m（1100フィート）の掘削を1日当り24.4m（80フィート）～30.5m（100フィート）の速度で実施することができた。

一方、管の通りや水平を厳しくチェックすることによって方向を制御することやレーザー光

線などを使用してシールドの方向調整やフェースを制御する技術も推進工法に導入されるようになった。

それまでは管内の作業員が切羽で、管が偏位した方向の切羽の土を取り除いて掘削機にかかる地山の抵抗を減らすか、あるいはこの点と反対側の点の切羽と掘削機との間に障害物（丸太など）を挿入したりして方向修正を行っていた。

また、人が入れないφ 600 mm以下では方向の狂いが示方書の基準を犯さない程度に立坑間隔を短くするなどの方法によって方向修正を避けていた。

一方、レーザー光線も300 m以上になると精度が落ちることから、掘削機自体で制御する方法が開発され、1つの方法は掘削機自体の中に振動ジャッキを入れ、レベルで方向をキャッチしながら断続的にジャッキを操作してパイプの方向を修正する方法と、もう1つは掘削機と第1パイプとの間の4隅にジャッキを入れ、これを操作することによって方向修正を行う2つの方法が開発された。これによって長さ1000 m程度の推進も可能になった。

また、推進工法は円形でない断面の躯体の推進にまで応用されるようになった。したがって、今では歩道および車道をもった箱形断面の躯体の推進もできるようになり、ワットフォード駅（英国）では駐車場への連絡地下車道を建設したときの寸法が7.32 m（24フィート）×3.65 m（12フィート）であった。この応用としては箱形断面を組み合わせた多層の箱形の橋台や橋脚を推進して、地下道を建設する工法も用いられ、良好な成果を得ている。

このワットフォード駅での技術が拡張されて、完全なプレキャスト躯体を地盤内に推進する工法も開発された。この工法によると、躯体の高さが大きいために、上下の土圧差が大きくなることから、推力の作用点を下げることが可能になり、断面が幅11 m（36フィート）、高さ5.5 m（18フィート）と二車線の幅員をもつプレキャストブロックも推進できるようになった⁴⁾。

一方、推進機の架台も今までのように立坑の後部にある反力壁を用いるかわりに、立坑のベースコンクリートと躯体との間にさし込まれたピンを介して反力基礎から反力をとる方法が考案され、躯体が架台によって前進することができるようになった。

推進工法は2つの特長をもっている。1つは頭上の交通を妨げないで施工できることで、掘削は先端にある制御用のシールドを用いて普通の掘削工法で行い、ずりは躯体を通して運び出される。しかし、躯体が大きいので上部の地盤が同時に移動しないようにアンカー等を用いてこれを固定し、交通事故を防ぐ必要がある。

もう1つは切羽の安定をコントロールしながら掘削を行うので、工事の進捗が比較的遅いことである。

これと似た工法で、かつ、障害の少ない工法として用いられるものに、プレキャストの躯体を発進立坑に据え付けて、あらかじめ掘削された部分にこれを押し込む工法がある。この工法はハリンガーのロンドンボロー（英国）で長さ24m、幅4m、高さ2mの地下道を英国国鉄の東部地区の幹線の下91.4cm（3フィート）、かつ、地下鉄のビクトリヤ線のトンネルの上183cm（6フィート）の間に挿入するのに用いられた。

工事は列車運転を36時間停止した間に、軌道を撤去、路盤も掘削したあと、躯体を推進し、再度軌道を復旧することにより、作業時間を通常の工法に比べ8時間短縮できた。

なお、1975年以降の方向制御としては、西独のハンブルク郊外のハルブルクで、1200mの下水管を立坑なしで推進するのに、ジャイロコンパスを使用した結果、水平方向で200mm、鉛直方向で30mmの狂いしか生じなかったこと⁵⁾、デュッセルドルフで115mの地下道を掘削するために、凍結工法用のパイプを水平に推進することになり、その方向制御用に、円錐状の先端部の中心をボーリングの孔の中心軸から偏心させることによって、推進によって偏位したときに油圧が作用してもとに戻るようになった装置を用いて成功した例が報告されている^{6), 7)}（図1.2）。

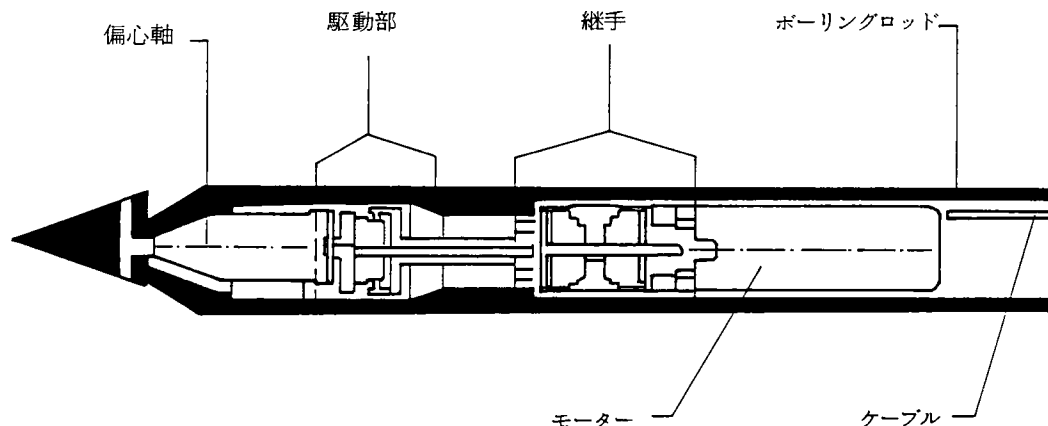


図1.2 W. Ständerが開発した偏心型先端コーン

このように、外国では工法の開発、市場の拡大および採用される技術の開発は非常に驚くべきペースで進んでおり、推進工法はトンネル工法の1つとして独立できるまでになった。グラウトやベントナイトを使えば、下水道や地下鉄の大トンネル工事にも大いにその適用性を広げるものと思われる。

また、発注者もこの経済的工法をより一層普及させるために、軟弱地盤でのトンネル工法の1つにこの工法を含めることによって、受注者の工法選択に幅をもたせることも考えるようになった。

なお、推進工法そのものにも、まだ、技術的、経済的に見て、未解決の問題点があり、今後の一層の改善が望まれている。

1.2 日本の推進工法の歴史

日本に推進工法が入ってきたのは第2次世界大戦後といわれ、一般には1948年8月に国鉄尼崎線の下にガス管のさや管として内径600mmのコンクリート管を6m推進したのが第1号だといわれている⁸⁾。この場合は掘削も手掘りであり、推進も手動ジャッキを用いていたので、ケーブルの敷設など小規模な工事にしか用いられなかった。

しかし、1957年にジャッキの動力化が可能になって推力が大幅にアップするとともに、中押し工法の技術開発がなされたことにより、長距離推進が可能になった。

1963年には国鉄が米国のサレム社から推進工事用の水平オーガを輸入した。試験工事を繰り返したあと、翌年には常磐線川尻駅構内で土かぶり厚さ2.1mのところでは直径600mmの鋼管を48.6m推進し、その時の精度は延長に対して上下方向で1%、左右方向で1.3%だったといわれている⁹⁾。

それまでの推進工法は、主として中小規模施工業者が創意工夫した工法によって実施していたのを、国鉄がこの工法により、今までの大口径推進工法に対して800mm以下の小口径推進工法の高速度施工の先鞭をつけたという点で注目される。

また、パイプでなくて、暗渠の推進も1960年に、幅2.3m、高さ1.8m、長さ15mの躯体が日本で初めて京阪電鉄の線路の下に施工された。

1958年から1971年にかけては、日本の経済成長も実質で10%内外の伸びを見せた時代で、自動車交通の増加、人口の都市集中の激しい時代に当たったために、社会資本への投資の増加とともに、交通を阻害せず、かつ、静かな工法に対する社会的要望が強くなった。

したがって、推進工法についても、進歩と開発がますます進み、1965年にはフロンテジャッキンク工法が発表された¹⁰⁾。在来の推進工法では地形上自然地盤から反力が取れない場合でも、この工法によれば推進される地盤と躯体との間の摩擦力を反力に用いて、けん引方式で地盤内に引き込むことができる点で、画期的な工法であった。

さらに、1967年には地下水位の高い地盤には、従来のシールド工法を適用したシールド推進工法が開発され、同時に、地盤と推進躯体との間の摩擦を切るための、カーテンシート工法

も開発された。それまでは、いわゆる所要推力を減らす対策としては、推進管体の先端部分を後続の管体より断面を大きくするフリクションカッター、または、ベントナイト溶液などを滑材として用いるなどの方法がとられていた。

一方、管体については、例えば、上水道における推進工事では、従来、ヒューム管を推進してヒューム管によるトンネルを構築し、その中に水道用管を挿入するという2工程方式の施工法が採用されていた。

しかし、この工法は水道管として有効な埋設管の口径より大きいヒューム管をさや管とする2段階の施工方式であるために、経済性、迅速性の面において問題があった。

このことから、すぐれた技術と多年の研究により、1964年にはよろい管、1966年には重層推進鋼管、1967年にはタイトン型推進用鋳鉄管、さらに、1968年には内面継手推進用鋳鉄管など、いわゆるさや管を兼ねる推進用の特殊な水道管が開発された事も推進距離の長大化に影響を与えたといえよう。

なお、鉄筋コンクリート管については、1973年に今までの破壊試験成績および現場施工試験に基づいて「下水道推進工法用鉄筋コンクリート管」として規格化された。

1975年になって、シールド推進工法にもいろいろな考案がなされ、従来の手掘り式や機械式のシールド推進工法から泥水加圧シールド推進工法¹¹⁾や土圧バランス型シールド推進工法¹²⁾が考案されることにより、軟弱な粘土層や地下水位の高い礫層での推進も機械式で可能になり、推進工法の適用範囲が一挙に拡大した。

また、小口径管(管内径800mm以下)の推進工事でも、今まで述べて来た大口径推進工法が用いられて来たが、やはり、大口径推進に比べて、方向制御が困難であった。

しかし、これも方向制御が可能なアイアンモール工法、スモール工法、ホリゾンガー工法、アースロー工法などの開発により¹³⁾、かなりの精度をあげることができるようになるとともに、大礫の地盤でさえ、礫破碎式泥水推進工法の採用により推進が可能になった¹⁴⁾。

一方、推進工法の補助工法の一つとして、パイプルーフ工があるが、このパイプを本体利用することによって、工費と工期を節約しようとする考えが1975年頃に提案され、NNCB工法¹⁵⁾、URT工法¹⁶⁾、PCR工法として、とくに、国鉄を中心として施工されるようになってきた。

このように、今では日本の推進工法の技術は日本の土質の複雑性を克服するべく改良を重ねて来た結果、条件によっては推進工法が他のトンネル工法に比べて、より速く、より効率的で、かつ、経済的な場合が生ずるようになり、都市トンネルの代表的な工法の一つとなり、外国からも高い評価を受けるようになった^{17), 18)}。

しかし、なお一層の発展を遂げるためには、長距離推進対策の確立、より小口径の推進を可能にする技術の開発、カーブ推進の問題点の解明、推進工法のメカトロニクス化などに積極的に取り組むことが望まれている。

2. 推進工法のメカニズム

推進工法は各装置の操作を互いに密接な連絡をとって行わなければならない連続作業工法といえよう。推進工法を行うに当って必要な標準的な機械部品を図 1.1 に示した。

まず必要なものは、トンネルの深さまで管体を下ろすために用いる立坑である。発進立坑の寸法は推進機と管体の長さに応じて変化させ、在来のトンネル工事のそれとは異り、いろいろの寸法のものがある。一方、到達立坑あるいは中間立坑は小さいのが普通である。

パイプジャッキングでは最初の管体の先端に掘削用の刃口が取り付けられる。この刃口と最初の管体とが誘導レールまたは架台をもった発進台から土中に推進される。シールド工法の場合には最初のコンクリート管がシールドの後端にはめ込まれる。一般にはまずシールドをシールドのジャッキの最大ストロークだけ推進し、そのあとコンクリート管が立坑にある主ジャッキで押し込まれ、その分だけシールドのジャッキは後退する。そのあと、またシールドだけが進むという方法がとられる。この尺取り虫的な操作は主ジャッキがストローク全部を伸ばし切るまで行なわれたあと、主ジャッキが後退し、次のパイプが挿入され、同じ作業が繰り返えられる。

ずりは一般に管が小さくて、掘削が機械式のときはスクリーオーガ、人力によるときは手動の鋼製のトロ、また、大断面のときはバッテリーカーでけん引されるトロで排出される。

2.1 管 体

推進工法に用いられる管体は厚味のある鉄筋コンクリート管を用いるのが普通である。その寸法は内径 400～3000 mm である。しかし、一般に人力掘削のときには少なくとも内径 800 mm が必要とされる。長い推進を行うときには、内径 1400 mm 以上が望ましく、1700～2750 mm がもっとも普通になっている。

また、パイプの直径の上限は重量と輸送の面から決まる。

直径の大きいパイプについては、口の部分が普通のコンクリートパイプよりも補強されていて、パイプの肩の部分には補強鉄筋が入っている。

推進工法に用いられるパイプの強度は、地中に埋設されるコンクリートパイプと同じ方法で

計算される。推進力の大部分は圧縮力として作用するので、超強度コンクリートパイプは必要としない。パイプの肩にクラックや割れが生ずるのは推力の加え方に問題があるためで、パイプの軸線が直線になっていないか、あるいは、推力がパイプの断面に直角に作用していないからである。

パイプの継手はゴム製のOリングを用いた継手でシールされ、これは立坑の中に下ろす前にセットされる。さらに、継手で推力分布をスムーズにするために、多数の緩衝材がはめ込まれる。もっともいいのが合板で、しかも、これは厚いものを少なく重ねるより、薄いものを多数重ねる方法が用いられる。

パイプに集中荷重を急激にかけるときには、推力を分散させるためにジャッキリングを使う。業者によっては円周の3/4の長さのリングを用いる場合があるが、全円周リングの方が荷重の分散には有効である。

円形以外の断面の推進はヨーロッパ、とくに、ドイツでは時々施工されているが、米国で実施された最初の大規模な断面はオレゴン州交通局の道路部が1977年の夏に州道の下に推進したものである。断面が2.4 m × 1.2 m、長さ91 mで、中押し工法を用いたので工事は容易であった。また、掘削は人力を避け、円形ボーリングマシンを用いた。

2.2 ジャッキ

もっとも多く用いられるジャッキの推力は200 tfまたは250 tfで、ストロークは2.4 m ~ 2.9 mである。油圧は70 kgf/cm² ~ 350 kgf/cm²で、これは地盤の摩擦や機械の性能に関係する。

ジャッキはジャッキの台枠の上に4乃至6基配置されたものが用いられる。6基のジャッキを用いるときには、そのうち2基がパイプのスプリングリングラインより上に、残りの4基が下側に設置される。台枠の最上部は作業員の出入りやずりの搬出のために開けてある。

ジャッキの台数は必要な全推力から決まるが、ジャッキ全数の総推力は必要推力の4~5倍とされている。したがって、場合によっては推力がパイプの圧縮強度を超えることがあるので注意を要する。

また、推力のためには反力壁が必要である。これには、一般にフーチングとして設計されたコンクリートのブロックを用いる。例えば、粘性土内で推進をするときには、粘性土の許容応力は、ほぼ0.14 ~ 0.19 kgf/cm²¹⁹⁾と推定できるので、反力壁は所要の剪断強度をもった現場打ちコンクリートとして設計できる。大事なことはコンクリートブロックの前面をトンネルの中心線に絶対に垂直にすることである。さもないと、直線性が保てなかったり、均一に

推力がかけられなかったりする。ジャッキ架台とコンクリートとの間に鉄板をはさむこともできる。なお、中押し用立坑を用いて推進を行なうときには先行したパイプが反力壁の役目をする。

2.3 シールド

推進工法では、いつもパイプの縁辺の先端に鋼製の刃口がつく。この刃口としてはシールドかトンネルボーリングマシンが使われる。コンクリートパイプはいつもシールドの後端に来るので、シールドやトンネル断面の直径はパイプの外径より大きいのが普通である。これはパイプを推進するのに役立つ。パイプと土との間の間隙は75 mm～150 mmであるが、頁岩を掘削するときには、この間隙が若干大きくなる。それは頁岩は粘性土より自立性があるからである。

推進工法の初期では、シールドは簡単な構造であったために、掘削は人力で行うのが普通であった。しかし、今では推進長も年々増加し、デトロイトやクリーブランドで施工された立坑間隔は430 mまでになった。また長さ640 mのものが計画されている状況である。このような長い推進工法の成功はトンネルボーリングマシンの開発によることが大きい。

テラフォーム、デッカおよびロボットなどによって開発された機械は直径1800 mm，あるいはそれ以下の推進に、とくに適しているようである。長距離推進が可能である理由はパイプが常に移動しているために、地盤との密着が妨げられるからである。デトロイトで報告された推進速度は10時間2交代で49 mであった。トンネルボーリングマシンを使っているときは連続交替作業で進めることは絶対条件ではない。トンネルボーリングマシンを使った推進工法ではどちらの方向にも回転する刃口をつけている。先端が回転することによりパイプも同じように回転しやすい。したがって、作業中止中でも作業員が一人だけ残って適当な時間にトンネルボーリングマシンを回転させることによって、パイプが地山に食われるのを防ぐことができる。

短距離推進にトンネルボーリングマシンを使うか否かは、今述べた利点に基づいて判断されるが、90 m以上のトンネルであれば利点が多い。

2.4 滑 材

推進中の摩擦を減じ、地盤とパイプの間の空隙を一時的に充填するために、パイプの外側にベントナイトの注入を行う。ベントナイトは当初は推進線に沿って地表面からうがたれた穴から注入された。この穴はレーザー光線が採用される前は、方向制御を行うために用いたもので

ある。今ではずり出し坑、または、グラウト用の孔に通したパイプから注入されるのが普通になっている。

ベントナイトの必要量はパイプの外径と刃口の外径とにはさまれるリングの体積である。ベントナイトを注意深く使うことによって、推進工法に不利だと思われるところでも施工できるといわれる。ベントナイトは約 1.4 kgf/cm^2 程度の圧力で注入される。注入はベントナイトが機械の先端のずりの中にててくるまで続けられ、立坑側に滲出しない程度にする。このように多量のベントナイトを使う工事での掘削作業は1日8時間がベストであろう。また全パイプ長の2/3に相当する部分を注入しただけで、パイプが移動しやすくなり、立坑側の最後のパイプを反力ブロックとして使用できなくなったことさえあるので注意が必要である。

ベントナイト用ポンプは地表面か切羽に置かれる。最大の効果は切羽から3本のパイプ長だけ注入したときに生ずるようである。ベントナイトはパイプが動いているときにのみ注入される。ベントナイトは使用するときには泥状になっていて取り扱いが難しいので、短時間運転は極力避けるべきであろう。また、頁岩中を推進するときでも滑材としてこれを用いるだけでかなりの距離を推進できる。

2.5 中押し工法

長距離推進を行うもう1つの工法として中押しジャッキを使う方法がある(図1.1)。能力としては50tfから100tfが普通である。推進にはジャッキを4乃至6箇所もった鋼製のリングを用い、これによって、長い管を2つに分け、まず、収縮可能な中押しジャッキによってトンネルボーリングマシンを押す。この場合、中押しジャッキはそれとトンネルボーリングマシンとの間のパイプ全長を前へ押し出し、中押しジャッキと立坑の反力ブロックとの間にはさまれたパイプから引き離す。次に主ジャッキが中押しジャッキを収縮させながら、後方のパイプを推進する。長さ400m程度のパイプであれば中押しジャッキを用いなくて推進できるが、米国のクリーブランドでの640mの推進では中押しジャッキを用いた例がある。ヨーロッパでは100m以上の推進によく使用されている。日本では288m推進するのに中押しジャッキを8箇所使用した例がある。

なお、最後のパイプが所定の位置に入れば、中押しジャッキは回収され、リングは地中に埋め殺される。小口径の場合はまだ中押し用のジャッキが開発されていないので立坑を設置することになる。

2.6 方向制御

推進工法で直線性と勾配を制御する手段として、もっともよく使われているのはレーザー光線であろう。勿論、レーザー光線は観測、すなわち、掘削方向を示すのみであり、トンネルボーリングマシンを推進ジャッキで操作することによって方向を制御する。推進状況が悪いときには正確なターゲットが要求される。レーザー光線は立坑から300m以上離れると正確性が落ちるために、直線性と勾配を絶対に確保するための最大立坑間隔は200～230mといわれる¹⁸⁾。また、推進工法による最小曲線半径も190mといわれている¹⁸⁾。

3. 推進工法の実施基準

3.1 土質

推進工法をトンネル工法として採用するか否かはその土質によって決まる。とくに、長い推進工法を行う場合には、トンネルボーリングマシンを使用する関係で、土質がその機械の掘削にマッチしたものでなければならない。推進工法にもっとも適した土という、非圧密非排水強度で最低 1 kgf/cm^2 をもった粘土であろう。粘土の中に含まれるシルトや砂が増加するにつれて、摩擦条件がそれだけ厳しくなる。ただ、頁岩中での推進は頁岩がかなりの自立時間を有し、また、パイプの周辺ですぐに粘土にかわるので非常に推進しやすくなる。

推進工法で問題が生ずる土質と言えば、方向性を狂わせる軟らかい粘土や水を含んだ緩い砂や砂利があげられる。これは推進工法のネックでもあり、また、トンネルボーリングマシンのネックでもある。また、砂礫層は抵抗しようとする力が大きいだけにパイプに作用する摩擦から考えても問題がある。

推進工法の1つの方法としては圧縮空気中で行うことがある。ケミカルグラウトで土を安定させれば軟弱なシルトや緩い砂質土地盤でも推進できる。米国ではケミカルグラウトの技術が発達しているので、経費削減の点でも推進工法が有利だといわれている。J. Dee社はシカゴのカルメット地区で排水による地盤安定工法を用いて湿ったシルト、砂、砂利およびビート地盤中を無事推進することができた。この場合のパイプの直径が1700mmで深さは27m、立坑間隔は165m～210mであった。これは推進工事そのものが土質条件から判断して不適当だと考えられたものを正確な方向制御とベントナイトの採用によって完成したものである。

3.2 土かぶり厚さと沈下

推進工法は土かぶり厚さが非常に薄いときでも30mという厚いときでも使用できる。今までの報告によれば、いろいろの地盤条件でも沈下は最小であるといわれている。他のトンネル工法と同様に、地表面近くの空隙が最後には沈下の原因になるようである。ベントナイトを注入することによりこの空隙を減らすことができる。さらに、推進工事が終わったあと、パイプと地盤との間にグラウトを注入することもある。しかし、大部分の沈下はグラウトをする前に生じてしまうといわれている。

3.3 土質調査

推進工法のための土質調査は他の浅くて軟い地盤内にトンネルを掘る場合と同じである。しかし、この土質調査は推進工法を採用するか否かの判定基準になるのであるから、普通のトンネル工事と異って、より正確な情報を必要とする。推進工法が代案として採用されるためには、地盤が堅くないこと、地層構成が砂と粘土を主体としていることなどが必要である。また、玉石などは小口径推進では掘削を支障することもあるので入念な調査が必要である。

3.4 作業設備

推進工事では切羽とパイプを設置する立坑とは場合によっては、互いに100m程離れて作業が同時進行するので、現場の設備や労務者の管理は普通のトンネル工事と違って、適確なものにしなければならない。設備はパイプの補給やずり出しがスムーズに行えるようにするべきであろう。例えば、現場設備は普通のトンネル工法と違って、パイプが貯蔵できるようにするために、他のトンネル工法より大きくとるべきである。そのほか、人力掘削では換気設備、機械掘削では機械部品のスペアなどを十分おけるようなスペースが必要になる。

全体の作業は切羽からと推進用立坑からの2つの制約を受けて進められる。一般には切羽のトンネルボーリングマシンのオペレーターが指示を行う。勿論、オペレーターはいつも推進立坑や、もしあれば、中押し点とも情報を交換している必要がある。

また、事故防止のために、パイプをセットするたびに、電力、圧縮空気、ベントナイトなどの配線類は一旦切り、また、つなぐようにすべきであろう。なお、この作業はすべて切羽で行うより立坑で行うのが便利である。また場合によっては有毒ガスや酸欠ガスなどに対する監視装置の設備が必要なきもあろう。

4. 新工法^{20),21)}

今までの推進工法は前章で述べたように、一つの円形または矩形の断面をもった躯体を用いるので、躯体が大きくなると線路下で施工する場合には軌条や路盤の変形をおさえる必要から、躯体と軌条との間にパイプルーフなどの防護工が必要になる。したがって、施工基面と躯体上面との間に最低1000mm程度の空間が必要になり、それだけ線路下構造物の高さは低く設置せざるを得なくなり、地下道であればアクセス道路の長さも長くなり、工事費もかさむことになる。また、仮設工事としてのパイプルーフなどの経費も必要になる。

これらの欠点を除き、かつ、地盤の変形を拘束する軌きようの力を最大限に利用して推進工事を進めるのが、本論文の骨子であるU.R.T工法である。

U.R.T.工法はUnder Railway Tunnelの略称であり、この工法の特長は図1.3のように、地下構造物の躯体をいくつかのエレメントに分割し、鋼材で製作されたエレメント(図1.7)の先端に掘削機(図1.4)を装着し、後部から推進機(図1.5)によって地盤中に推進するものである。ずりはスクリーコンベア(図1.6)によって後方に搬出される。

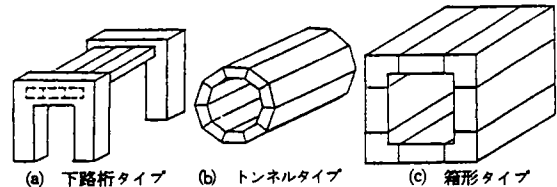


図1.3 U.R.T工法の構造形式

エレメントの長さは推進長や立坑の長さによってまちまちで、今までの経験によれば最小2mから最大12mである。また、分割推進するときには溶接で接合することになっている。

次に1つのエレメントが貫通すると、掘削機をとり外し、隣りのエレメントの先端に装着したあと、推進機を用いて同じ作業を繰り返す。この場合、既に推進されたエレメントとの間の連絡は互いにスライドができるような特殊なフック式の継手(図1.8)を用い、これは互いにはずれないような構造になっている。したがって、最初のエレメントを所定の位置に推進したあと、この継手がガイドになって後続のエレメントがほぼ所定の位置に推進されるようになる。

このようにして順次、所要数のエレメントを推進し、トンネルのライニングを構築すれば、エレメントの中にコンクリートを注入し、養生したあと、内部の土を取り除き、地下構造物が完成する。

この工法のメリットは在来の工法に比べて推進するエレメントの断面が著しく小さいために、推進による軌条や路盤の変位が小さく、エレメント自体が本体構造物になること、またパイプルーフはおろか軌条桁、工事桁等の列車防護用の仮設が一切不要であり、むしろ、軌きようが

エレメント推進による路盤や軌条の変位を抑える効果を最大限に利用することによって、大幅な仮設費の削減と工期の短縮をはかることができることである。

また、今までの推進工法では最低0.6 mの土かぶり厚さ（道床下面と推進駆体の上面との間の距離）が必要だといわれているが²²⁾，本工法によれば土かぶり厚さがゼロでも可能であることからアクセス道路の長さも短縮できることにより掘削量を著しく減らすことが可能になった。

ただ、土中に鋼材を入れるために電食や腐食について慎重な配慮が必要である。

以下に主な装置、材料について説明する。

4.1 掘削機

この工法に用いる掘削機の一例を図1.4に示す。正面から見ると掘削機はフレームに囲まれ、中央のギヤケーシングで上下に分かれる。掘削機の回転軸は左右に1本ずつあり、各軸の上下

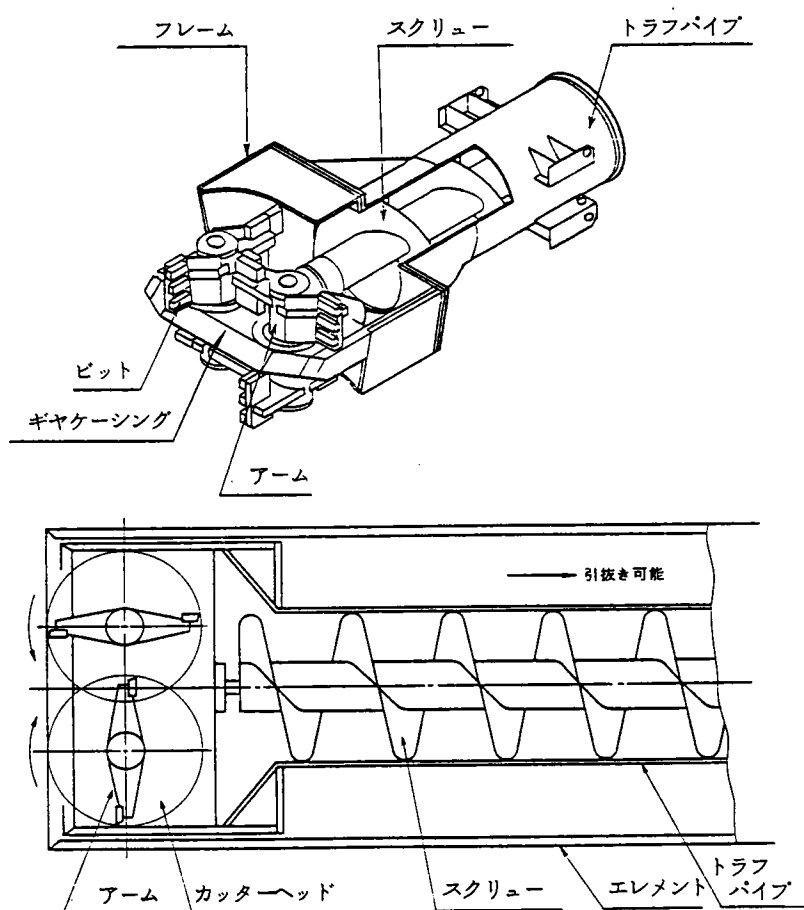


図 1.4 掘削機

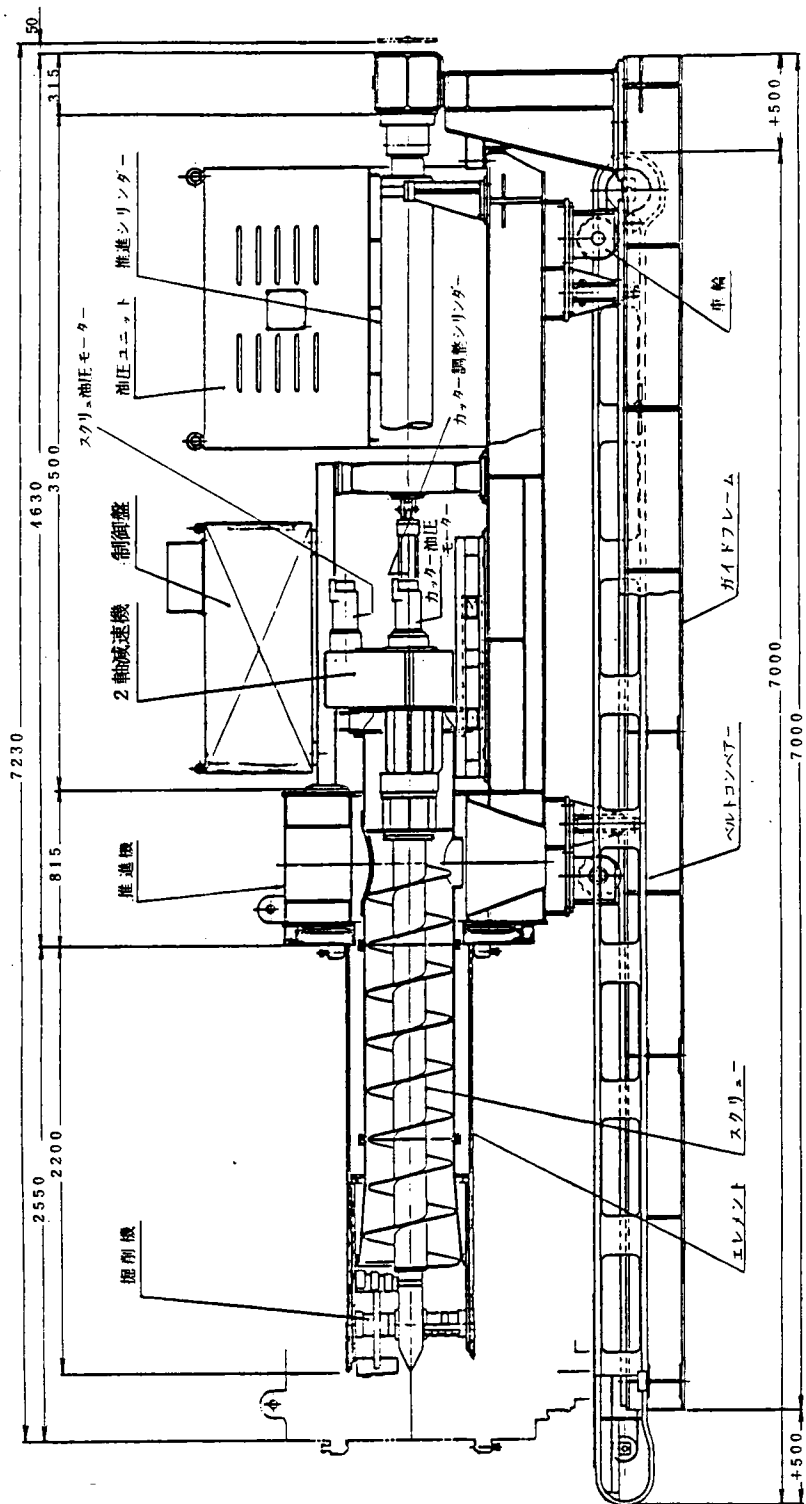


図 1. 5 推進機

に、アームが2基ついて、その先端に2及至3箇のビットが装着されている。したがって、アームは互いに抱き込むように水平に回転しながら、ビットで切羽の土を削り、削られたずりは、後方へ押し出されるようになっている。

ギヤケーシングの中には後続のエレメントの中を推進機から伸びた駆動軸に連結されたウォームとその左右にあるウォームホイールとが格納され、推進機内にある油圧モーターからの駆動力が減速機を介して掘削機に伝達されるようになっている。

掘削機は出力、エレメントの寸法に応じて3種類が準備されている（表1.1）。

4.2 推進機

推進機は図1.5に示すように、制御盤、油圧ユニット、推進シリンダー、カッター用油圧モーター、スクリュー用油圧モーター、2軸減速機、カッター用調整シリンダーなどで構成されている。油圧ユニットの中には電動機、油圧ポンプ、油タンクなどが内蔵されている。

調整シリンダーはエレメント内の掘削機の位置を調整するためのもので、これによって、地盤が固いときには掘削機の先端をエレメントの先端より前に出すことができ、地盤が軟らかい時には、逆に後退させることができる。

2軸減速機は掘削機とスクリューコンベアへの動力の伝達が、別々の軸になっているためである。こうすることによって、掘削機の前后进および駆動とスクリューコンベアの着脱時の移動および駆動を別々に行うことができ、堅い地盤を掘削機の前後転によって破碎するときに、コンベアも同時回転して中のずりが固まるのを避けるためのURT独特の装置である。

制御盤は制御用であり、電気回路と油圧回路を制御するスイッチ、レバー等を有するほか、掘削機およびスクリューコンベアにかかる油圧の表示計や推進速度を示すデジタル式表示計も有し、オペレーターの便をはかっている。

4.3 スクリューコンベア

スクリューコンベアは図1.6のように、先端の掘削機から、送り出されたずりを後方へ搬出するためのもので、エレメントの中で、スペーサーによって確保されてトラフパイプの中に内蔵され、駆動は推進機内の油圧モーターによって、駆動軸を介して行われる。

このコンベアの駆動軸はエレメントが何箇かに分割されるときは、これも分割されるので、そこに分割、併合作業が生ずる。この場合、トラフパイプは接続リングで、また、駆動軸は六角軸端をかん合させることによって接続される。

また、スクリューコンベアの軸とこの中にある掘削機用軸とは互いにブレンベアリングを

介して1本になっており、互いに独立して駆動力を伝えるようになっている。

4.4 エレメント

エレメントの断面は、トンネル覆工の厚さと形状によって異なるが、幅800mm×高さ400mmと幅1000mm×高さ600mmの2種類を標準としている(図1.7)。また、矩形断面のエレメントは図1.3の構造形式のうちの下路桁タイプや箱形タイプに用いられ、台形断面のエレメントは、図1.3のトンネルタイプに使用される。

エレメントの縦方向の接合は、トンネルタイプと箱形タイプについては現場溶接とするが、下路桁タイプは継目なしの1本ものとする。また、横方向のエレメント相互の結合は図1.8に示すような継手を用いて、推進中のはずれを防ぐようにしている。

防食対策としては、土に接する部分についてのみ、鍍しるとして3mmの厚さを設計厚さに加えている。また、エレメント内と継手内にはモルタルを充填することにより、腐食と局部座屈を防いでいる。

表1.1には、現在使用中のⅠ型からⅢ型までの推進機と掘削機の性能、寸法を示した。

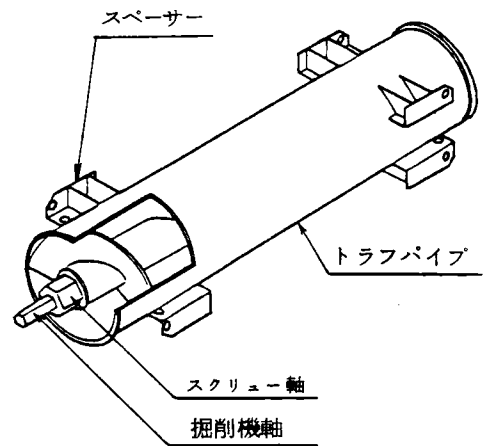
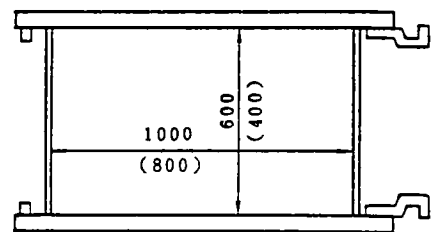
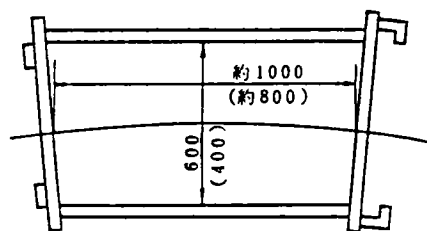


図1.6 スクリューコンベア

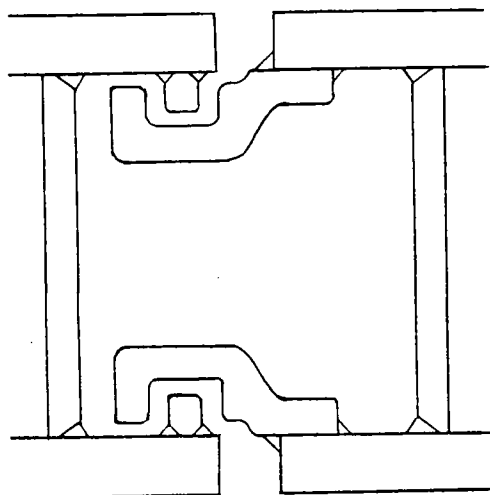


矩形断面

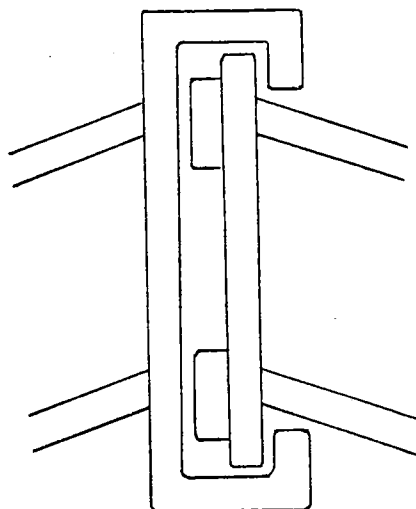


台形断面

図1.7 エレメント断面図



(a) 下路桁タイプ用



(b) トンネルタイプ用

図 1.8 継手の詳細図

表 1.1 推進機と掘削機の性能表

	形 式 項 目	U R T I 型	U R T II 型	U R T III 型
推 進 機	幅 (mm)	2600	2880	3190
	高 (mm)	2500	2770	3350
	長 (m)	7.7~19.7	7.6~19.6	6.5~18.5
	重量 (tf)	10	13	22
	推力 (tf)	100	200	600
	推進速度 (cm/min)	0~10	同 左	0~6
	スクリーコンベア 回転数 (rev/min)	39 (50Hz) 46 (60Hz)	40 (50Hz) 48 (60Hz)	24 (50Hz) 29 (60Hz)
	スクリーコンベア トルク (kgf·m)	300	300	1500
	トラフパイプ移動量 (mm)	250	350	500
	油圧ウインチの引力 (tf)	2.0	同 左	5.0
	駆 動 方 式	全油圧	同 左	スクリーコンベア は電動, 他は油圧
	電 源	53kW×200V ×3φ	54kW×200V ×3φ	97kW×200V ×3φ
掘 削 機	回 転 数 (rev./min)	14 (50Hz) 17 (60Hz)	同 左	19 (50Hz) 23 (60Hz)
	回転トルク (kgf·m)	650	700	1300
	減 速 比	1:20	同 左	同 左

参考文献

1. M. W. Loving: Jacking reinforced concrete pipe lines: Bulletin 9, 1936, American Concrete Pipe Association, p. 1.
2. H. Lorenz: Über die Verwendung thixotroper Flüssigkeiten im Grundbau: Die Bautechnik, Oktober 1950, pp. 313-317.
3. E. Müller: Bau eines Schachtbrunnens mit Horizontalbohrungen für das Grundwasserwerk Süderelbmarsch, Die Bautechnik, Februar 1953, pp. 37-41.
4. B. Lanz: Pipe jacking, Tunnel and Tunnelling, vol.5, No.2, March 1973, pp. 165-174.
5. M. Hunt: Pipe jacking, the Harbour sewer, Tunnel and Tunneling, July, 1978, pp. 19-21.
6. W. Holstegge: Herstellung eines oberflächennahen Tunnel unter Anwendung des Gefrierverfahrens über grosse Distanzen, Tiefbau, November, 1979, pp. 936-956.
7. W. Ständer: Anwendung eines neuentwickelten horizontalbohrverfahrens für die Tunnelvereisung, Tiefbau, Oktober 1979, pp. 806-812.
8. 社史(Ⅲ): 機動, 126号, 機動建設工業kk, 1964年4月, pp. 2-3.
9. 操機30年史: 国鉄東京第二工事局, 1980年3月, p. 140.
10. (株)植村技術研究所: フロンテジャッキング工法, 1980, pp. 9-10.
11. 隣浩一郎: 泥水加圧推進工法による下水道建設, 最近の推進工法①, 総合土木研究所, 1979, pp. 62-66.
12. 村上三郎: SM掘進機による土圧バランス方式推進工法とその実施例, 最近の推進工法③, 総合土木研究所, 1979, pp. 85-96.
13. 石橋信利: 小口径推進とは……, 月刊下水道, Vol.6, No.13, 1983, pp. 46-53.
14. 伊藤俊彦: 礫破砕式泥水推進工法, 最近の推進工法⑦, 総合土木研究所, 1983, pp. 76-87.
15. 香川淳次郎: 大口径パイプルーフの設計と施工, 最近の推進工法③, 総合土木研究所, 1979, pp. 1-5.

16. 竹下貞雄：URT工法による線路下推進，最近の推進工法④，総合土木研究所，1979，
pp. 48-57.
17. D. Stein：Ver-und Entsorgungsleitungen mit nichtbegehbarem
Querschnitt，Teil 1，Tiefbau，März 1982，pp. 129-134.
18. D. Stein：Ver-und Entsorgungsleitungen mit nichtbegehbarem
Querschnitt，Teil 2，Tiefbau，April 1982，pp. 253-258.
19. C. B. Drennon：Pipe Jacking：State-of-the-art，Jour. of C. D.，
Proc. of A.S.C.E.，Vol.105，No. CO3，September，1979，pp. 217-
223.
20. 竹下貞雄・植野利之・草間一・淵上俱宏・諸橋和美・狭田彰二：線路下トンネル掘さくの新
工法に関する研究：鉄道技術研究報告，No.1066，1978年2月.
21. 竹下貞雄：URT工法の開発，土木学会論文集VI，1984年9月，pp. 124-125.
22. T. C. Thomson：Horizontal earth boring，Proceedings of the
Institution of Civil Engineers，London，England，April 1967，
pp. 819-835.

第二章 推力を求める式

第1節 従来の方法と問題点

1. 支持力公式による方法

この方法は推進体を地盤内に推進する現象が、基礎杭が地盤内に推進するときの状態と同じであると解釈することにより、K. Terzaghiの支持力公式¹⁾を修正して推力を推定するもので、次のように示される²⁾。

$$F = (a_1 \cdot C \cdot N_c + a_2 \cdot r_0 \cdot D_0 \cdot N_\gamma + r_0 \cdot L \cdot N_q) \cdot A_p + S_0 \cdot f_p \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで、 F は推力(t f)、 a_1 は形状係数(円形の時1.3)、 a_2 も形状係数(円形の時0.6)、 C は土の粘着力(t f/m²)、 N_c 、 N_γ 、 N_q はTerzaghiの支持力係数、 r_0 は、土の単位体積重量(t f/m³)、 D_0 は推進管の外径(m)、 L は推進長(m)、 A_p は刃口先端の面積(m²)、 S_0 は推進管の周表面積(m²)、 f_s は推進管の周面摩擦力^{3), 4), 5), 6)}(t f/m²)である。

しかし、この式は基礎杭の支持力を求める公式であるから、この式から推進管の推力の推定に用いることに疑問があり、また、支持力係数を求めるために必要な土の内部摩擦角や周面摩擦力 f_s の推定に当って、当該現地の地盤の性質を代表するような値を推定することが難しいという欠点がある。

2. N 値から推定する方法

G. G. Meyerhofが N 値から杭の支持力を求める式⁷⁾を提案したが、これを推力を求めるのに用いるものである。この式によると、推力 F (t f)は次の式で示される：

$$F = 40 \cdot N \cdot A + (N_s \cdot L_s \cdot \frac{1}{5} + N_c \cdot L_c \cdot \frac{1}{2}) \cdot S \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 A は推進体の先端面積(m²)、 N は推進体先端の地盤の N 値、 N_s は推進体周辺の地盤中、砂質部分の平均 N 値、 L_s は推進体の砂地盤中の長さ(m)、 N_c は推進体周辺地盤中、粘

土質部分の平均N値， L_c は推進体の粘土質地盤中の長さ(m)， S は推進体の周長(m)である。

この方法はN値を用いることと式が簡単であることから，推力の推定に用いられているが，支持力公式のところでも述べたように，杭工法と推進工法とでは，推進方向が異なるという初期条件の相違から，これを推力の推定に用いるには大きな疑問があり，筆者の経験でも実測とはかなりの差が認められた。

3. 西独の推進工法規程の式

W. Weber⁸⁾は推力は先端抵抗と周辺抵抗とからなり，かつ，推進長が大きく，推進体の外径が小さい場合には周辺抵抗の占める割合が著しく大きくなるとし，直径が800mmを超える推進体の推力 F (kN)を求める式として，西独の推進工法の規程から，次のように提案している：

$$F = D \cdot \pi \cdot L \cdot M + D^2 \cdot \pi \cdot B / 4 \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここで， M は単位管周面積当りの周辺抵抗(kN/m²)， B は単位先端面積当りの先端抵抗(kN/m²)， L は推進長(m)， D は推進体の外径(m)であり， M と B は土質条件で決まる常数である。

この式の M や B の値については規程に明示されていないので，このままでは使えないが，推力を求める場合の基本的な考え方を示すものとして興味深い。

4. M. Scherle の式

M. Scherleは推進工法について，かなりの研究を進め，推進工事での推力は推進体の先端に生ずる先端抵抗と推進体の周辺に生ずる周辺抵抗との和であり，さらに，先端抵抗は推進体の刃口の抵抗と切羽の崩壊を防ごうとする力とからなることを明らかにした^{9), 10)}。

その結果，推力 F を求める式として次のように提案した：

$$F = \pi \cdot B \cdot D_a^2 / 4 + D_a \cdot \pi \cdot L \cdot M \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ただし， D_a は推進体の刃口またはシールドの外径(m)， L は推進体の地盤中の長さ(m)， B は単位面積当りの先端抵抗(tf/m²)で，地盤，刃口の構造，摩耗状態，掘削，推進方法等によって変化するが，30～60tf/m²の値となり，堅い地盤では100tf/m²以上になるとし，

一方、Mは次の式で示されるが、乾燥した場合の最大すべりまさは 5tf/m^2 とした⁹⁾：

$$M = \mu' \cdot \{ r_m \cdot (H_w + D_a / 2) \cdot (\lambda_{sch} + \lambda_{k1} + \lambda_{k2} + \lambda_s) / 4 + (G - A) / 4 \cdot D_a \} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここで、 r_m は地盤の平均湿潤重量(tf/m^3)、 H_w はTerzaghi-Houskaによる有効土かぶり厚さ(m)、 D_a は推進体の外径(m)、 λ_{sch} 、 λ_{k1} 、 λ_{k2} 、 λ_s はそれぞれ、頂部、両側壁それに底部の土圧係数、 G は推進体の重量(tf)、 A は推進体に作用する浮力(tf)、 μ' は摩擦係数で、土質と推進体の材質とから表2.1の値を与えている。

M. Scherle は西独の推進工法の規程による式(2.3)の係数BおよびMの値を与えたものとして注目される。

表2.1 μ' の値と土質
(M. Scherleによる)

しかし、実際の施工に当って、免圧圏の高さや土圧係数を推定する方法について述べていないのが難点である。事実、この式を用いると、長さ20m、外径700mmの管を土かぶり厚さ4mの砂質地盤内に推進するとすれば、推力は計算では120tfになるが、実際は60～70tfで十分であったことから、BやMの値の計算方法については再検討が必要だという意見もある⁸⁾。

乾湿	管の材質と土の種類	μ
湿った土	コンクリートと砂利または砂	0.5～0.6
	コンクリートと粘土	0.3～0.4
	アスベストセメントと砂利または砂	0.3～0.4
	アスベストセメントと粘土	0.2～0.3
乾いた土	コンクリートと砂利または砂	0.3～0.4
	コンクリートと粘土	0.2～0.3
	アスベストセメントと砂利または砂	0.2～0.3
	アスベストセメントと粘土	0.1～0.2

5. G. Hurtz と W. Weber の式¹¹⁾

G. Hurtz と W. Weber は M. Scherle の式を検討しているうちに、推力に関係する要因として、(1)地盤の種類、(2)地盤の密度、(3)土かぶり荷重、(4)管径、(5)刃口の形状、(6)刃口とボーリング機械の先端部の相対的な位置の6項目を挙げ、試験地盤を用いて掘削試験を実施し、推力を求める式を提案した。

(1) 先端抵抗

先端抵抗 P_s は“刃口の面積と切削力の積”で示されるから、次のようになるとした：

$$P_s = (r \cdot Z \cdot \tan \phi + C) \cdot \lambda_c \cdot \pi \cdot D \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

ここで、 λ_c は支持力係数、 D は管または刃口の外径、 d は刃口の厚さ、 γ は地盤の密度、 Z は管軸の地表面からの深さ、 ϕ は地盤の内部摩擦角、 C は地盤の粘着力である。

また、オーガーが刃口からいくらか内部にある場合には、管の中に入った土がアーチを形成する前に、オーガーで削りとられるので、先端抵抗は管の地表面からの深さに無関係になり、その平均値は $Z \cdot \tan \phi \approx 1.00\text{m}$ となるから、式 (2.6) は簡単になって、次のようにあらわされるとした。

$$P_s = (\gamma \cdot 1 + C) \cdot \lambda_c \cdot \pi \cdot D \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

Hurtz らは、この簡単な式でオーガーが管の中に入っているときの推力を求め、実測とかなり一致したと報告している。

(2) 周辺抵抗

Hurtz らは試験の結果から、砂礫層の地盤では周辺抵抗は管径が大きくなるにつれて小さくなるが、シルト質地盤ではこの考えがあてはまらないこと、第 1 の管の周囲に生ずる周辺抵抗が次の管のそれより大きく、かつ、シルト地盤よりも砂礫層の方がこの現象がきわだつこと、また、地盤の密度と管の土かぶり厚さが周辺摩擦係数にかなり影響することを明かにした。

これらのことから、Hurtz らは周辺抵抗係数、 M は次の式で計算できるとした。

$$M = \mu \cdot E_s \cdot 4D / D \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで、 μ は管と土との間の摩擦係数、 E_s はサウンディングから得られる土の変形係数、 D は管外径、 $4D$ は弾性支承上の梁として考えたときの管の変位量である。

しかし、この方法には周辺抵抗を求めるために必要な管と土との摩擦係数である μ を当該地盤について求める方法が明示されていないことと $4D$ を弾性支承上の梁の理論から求めるとするが、それが実際と合致するかどうか疑問であることなどから、これらの式を用いて推力を推定することは難しいと思われる。

6. 日本下水道協会の式¹²⁾

日本下水道協会では、推力が、

- (1) 管の外周およびシールド外周と土との摩擦抵抗または剪断抵抗、
- (2) 推進に伴う初期抵抗 (先端の貫入抵抗)、

(3) 管の自重による抵抗,

(4) その他の抵抗,

の要素からなるとし, これら各要素の総和に必要な余裕 (一般に 20 ~ 60%) を考慮して決定しなければならないと規程している。

そして, 推力算定の式を次のようにあらわしている。

$$F = F_0 + \{ (\pi \cdot B_c \cdot q + W) \cdot \mu + \pi \cdot B_c \cdot C \} \cdot L \quad \cdots \cdots \cdots (2.9)$$

ただし, F は推進力 (tf), F_0 は N を標準貫入試験より求めた N 値とすれば, $F_0 = 1.32 \cdot \pi \cdot B_c \cdot N$, B_c は管外径 (m), q は上載荷重 (tf/m²), W は管の重量 (tf/m), μ は管と土との摩擦係数で, 一般に $\mu = \tan \delta$ であらわせば, δ は管と土との摩擦角度 (全断面推進では $\delta = \phi / 2$ と仮定する), ϕ は土の内部摩擦角, C は土の粘着力 (tf/m²), L は推進長 (m) である。

この方法は, 例えば管と土との摩擦係数 μ や C の値を室内試験や N 値から推定した内部摩擦角や粘着力を用いて推定しようとするものであるが, 地盤内に推進される管と周辺の土との間の摩擦がこのような方法で推定するにはあまりにも複雑であり, 実用的でないと考えられる。

7. 日本の慣用式¹³⁾

日本で, 推進工事での推力を求める式として, 一般に用いられているものは, p_1 を管の先端抵抗, p_2 を管の外周面摩擦による周辺抵抗, p_3 を管の自重による摩擦抵抗とすれば, 全推力 P (tf) はこれらの和であるとするもので,

$$P = p_1 + p_2 + p_3 \quad \cdots \cdots \cdots (2.10)$$

という式である。

このうち, p_1 は S を刃口の周長 (m), q_r を刃口の単位長さ当りの抵抗 (tf/m) とすれば, 次のようにあらわされる。

$$p_1 = S \cdot q_r \quad \cdots \cdots \cdots (2.11)$$

表 2.2 には土質による q_r の値を示した。

表 2.2 土質による q_r の値 (成山による)

土質	シルト質粘土	砂質シルト	中・細・砂	砂れき	コ ー ム
$q_r(\text{tf/m})$	4~9	5~10	5~15	10~15	5~10

$p_2(\text{tf})$ は μ_0 を管と土との摩擦係数, p_m を管周平均土圧 (tf/m^2), S を管の単位長さ当りの外周面積 (m^2), L を推進距離 (m) とすれば, 次の式であらわされる:

$$p_2 = \mu_0 \cdot p_m \cdot S \cdot L \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

ただし, μ_0 , p_m の土質による値は表 2.3 に示した。

表 2.3 土質による管外周面の摩擦抵抗 (成山による)

土質	シルト質粘土	砂質シルト	中・細 砂	砂れき	コ ー ム
μ_0 $\mu_0 p_m(\text{tf/m}^2)$	0.2 0.4~0.6	0.2 0.5~1.0	0.4 1.0~2.0	0.4 2.0~3.0	0.4 0.5~1.0

$p_3(\text{tf})$ は W を管の単位長さ当りの重量 (tf/m), μ_0 を管と土との摩擦係数, L を管の推進距離 (m) とすれば, 次の式で示される:

$$p_3 = \mu_0 \cdot W \cdot L \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

ただし, μ_0 の値は表 2.3 の値を用いる。

この式は計算が容易であることとかなり実用的であることから推力の推定に用いられているので, 本工法による工事にもこの式を用いて推力を求め, 実測の最大推力と比較したのが表 2.4 である。

表 2.4 には本工法による施工例のうち, 代表的な 7 件の工事について計算に必要な土質条件, 刃口周長, 推進長, 機械および推進体の重量などを用いて, 本式から求めた推力および実測による最大推力が記入してある。また, 実測の最大推力のうち, 推力削減対策が採用されたものも 4 件含まれている。

この表によると, 木田余や蟠竜湖のように, あまり締っていない盛土で, かつ, 推進長が

表 2.4 慣用式による推力と実測との比較

項目 工事名	土 質	刃口周長	推 進 長	掘削機 の 重 量	スクリー の 重 量	エレメント の 重 量	計算推力	実測最大 推 力
		m	m	kgf	kgf/m	kgf/m	tf	tf
木 田 余	砂質シルト	2.4	9	660	110	360	24~47	34
掛 川	シルト質粘土	2.7	18	610	140	450	33~55	160*
蟠 竜 湖	細 砂	2.4	6	580	110	410	27~66	54*
益 田	砂質シルト	2.4	10	660	140	360	25~49	107
大 宮	細 砂	3.2	11	870	220	550	54~122	193
香 椎	砂質シルト	3.3	32	660	250	550	73~143	290*
弘 前	砂 礫	3.2	65	1,160	270	530	466~688	700*

* 推力削減対策を用いている。

10m程度のところでは、本式で最大推力をほぼ推定できることが判明する。しかし、乱されていない素地の地盤では、香椎や掛川の例にみられるように、本式による推力が実測の半分以下の値になってしまうことがわかる。また、弘前などは砂礫層であり、推力削減対策を講じた結果が本式による値と合うということから、これも推力を十分に推定したとは言えないことが明らかである。

第 2 節 新しい提案式

1. 考え方¹⁴⁾

前節では、現在までに提案されている推力を求める式の代表的なものを述べた。これらの式はそれぞれの欠点をもっているが、しかし、基本的な考え方には注目すべきものがある。

その例としては土質常数は原位置試験によるとか、先端抵抗は刃口先端の閉塞面積に関係するとか、あるいは、周辺抵抗は外周面積に関係するなどである。

したがって、これらの基本的な考え方を参考にしながら、今回、国鉄が開発したURT工法用の推進機械の選択のために必要な推力を求める独自の式を考えてみた。

ここで、推力の式を求めるための基本となる仮定は次の通りである。

- (1) 推力は純先端抵抗、純周辺抵抗および推進機自体の固有抵抗からなりたつ。
- (2) 純先端抵抗と純周辺抵抗は地盤の強度に関係する。
- (3) 純先端抵抗は掘削機前面の断面積に閉塞率を乗じた値、すなわち閉塞面積に比例する。

(4) 純周辺抵抗は推進体の地盤内の長さ、および地盤に接する周長に関係する。

(5) 地盤の水平方向の強度はほぼ一定とする。

まず、閉塞率を図 2.1 で説明する。こ

の図は掘削機を正面から見たもので斜線をほどこしたところは掘削機の刃が回転して土を取り除く部分を示し、白い部分は掘削されない部分で、図 1.4 でいえばギアケーシングやエレメントなどに当る。閉塞率は全体の断面積に対する白い部分の面積の比率を表わすものである。

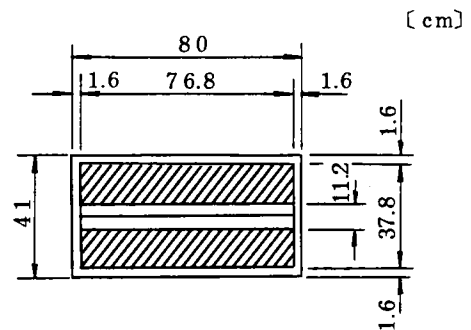
しかし、この白い部分のうち、エレメントなどのように土に接する部分が平板のものとギアケーシングのように楔状になっているものとは受ける面圧が異なるはずである(図 1.4)。

この事を調べるために、図 2.2 に示すように先端が平板になっているモデル(a)と先端が楔状になったモデル(b)を用い、これらを地盤に貫入させて、その推力の比とその時の両者の面積比との関係を求めることにした。

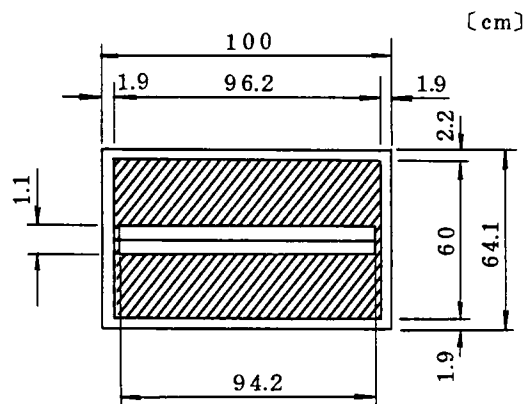
いま、推力が面積に比例するとし、ギアケーシングが地山内にある深さ入ったときのギアケーシングの断面積を a_g 、平板の接地面積を a_b とすれば、両者の比 R_a は

$$R_a = a_g / a_b \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

次に、推進機の油圧については、機械の固有抵抗を p_0 、ギアケーシングが地盤に入ったときの油圧を p_g とすれば、地盤内を推進するのに要した油圧 p_{g0} は



(a) 閉塞率 = 0.229



(b) 閉塞率 = 0.162

図 2.1 閉塞率の求め方

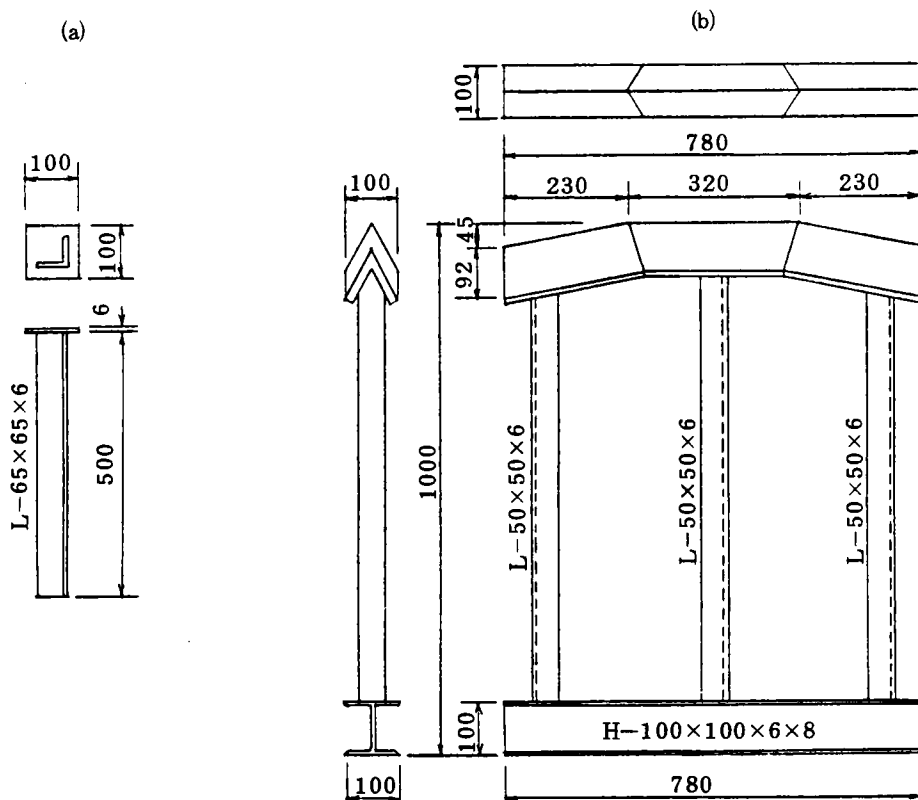


図 2.2 平板とギャケーシングのモデル (400×800 用)

$$p_{g0} = p_g - p_0 \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

同様にして、平板を地盤内に推進したときの油圧の読みを p_b とすれば、地盤内を推進するのに要する油圧 p_{b0} は

$$p_{b0} = p_b - p_0 \quad \dots\dots\dots (2.16)$$

となる。したがって両圧力の比 R_p は

$$R_p = p_{g0} / p_{b0} = (p_g - p_0) / (p_b - p_0) \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

で示される。この R_a と R_p の比は推進体の先端が楔状になっている場合の単位面積当りの推力が、先端が平板になっている場合の単位面積当りの推力より小さければ、

$$R_a / R_p > 1$$

であり，両者の圧力が等しければ

$$R_a / R_p = 1$$

であり，逆に楔状の場合の方が平板より圧力が大きければ

$$R_a / R_p < 1$$

になるはずである。

実験は図 2.2 に示した 400 mm × 800 mm 用の平板のモデル(a)とギヤケーシングのモデル(b)を，それぞれ，地盤内に水平に推進させ，1 cm おきに推進用の油圧を読みとる方式で実施した。試験はそれぞれ 2 回実施した。地盤は N 値が 3 の砂質シルトである。推進機は URT II 型である。

平板を推進したときの油圧の変化を図 2.3 に示した。黒丸が 1 回目の試験，白丸が 2 回目の試験で，2 回とも同じ油圧の値のときは黒丸に統一して示してある。

この結果によると，初期抵抗は 5 kgf/cm^2 であり，そのあと徐々に油圧は増加するが，推進長が 16 cm になるとほぼ 10 kgf/cm^2

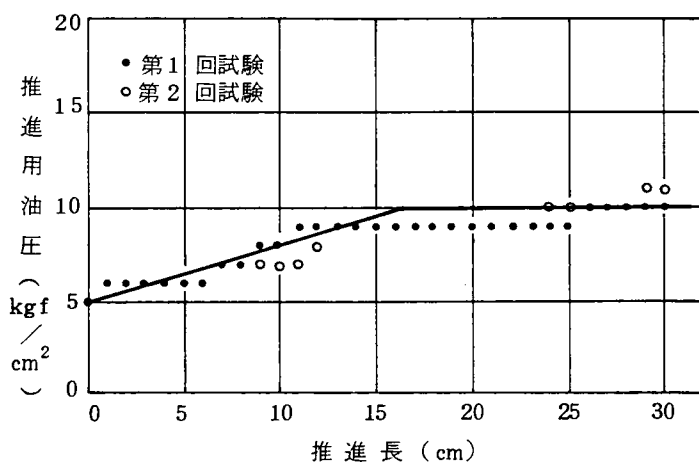


図 2.3 平板推進中の油圧の変化

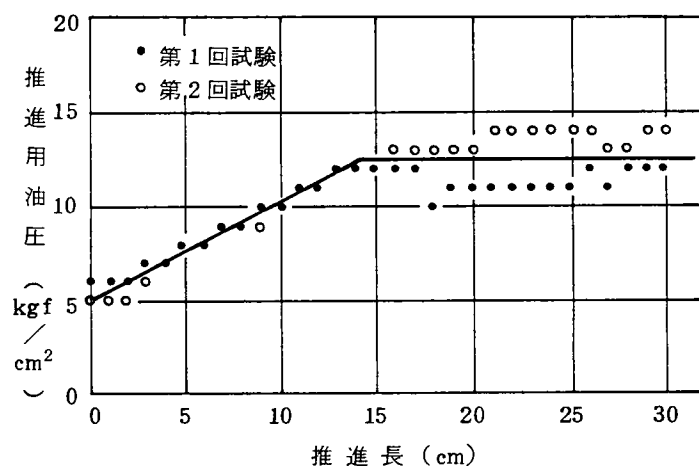


図 2.4 ギヤケーシング推進中の油圧の変化

／ cm^2 前後の一定の値になることがわかる。この図にはこれらのプロットの平均を示す直線も示してある。

次に、図 2.4 はギャケーシングを推進したときの油圧と推進長との関係をプロットしたもので、やはり、初期抵抗は $5 \sim 6 \text{ kgf/cm}^2$ を示し、推進とともに油圧は増加するが、推進長が 14 cm 程度のところから油圧は一定の値のまま推移した。この時の油圧は平均約 12.5 kgf/cm^2 である。平均値を示す直線も示しておいた。

次に、計算の便のために、これら 2 つのグラフの実測値をそれぞれの直線で代表させることにして、 R_a と R_p の比（これを貫入比と呼ぶことにする）と推進長との関係を求めると図 2.5 のような結果が得られた。

すなわち、推進長が 3 cm の場合には貫入比が 0.4 であるが、その後徐々にこの値は増加し、推進長が 16 cm になると貫入比も 2.6 となって、ほぼ、一定の値になることが明らかになった。これは、先端が楔状になっているギャケーシングが当初は接地

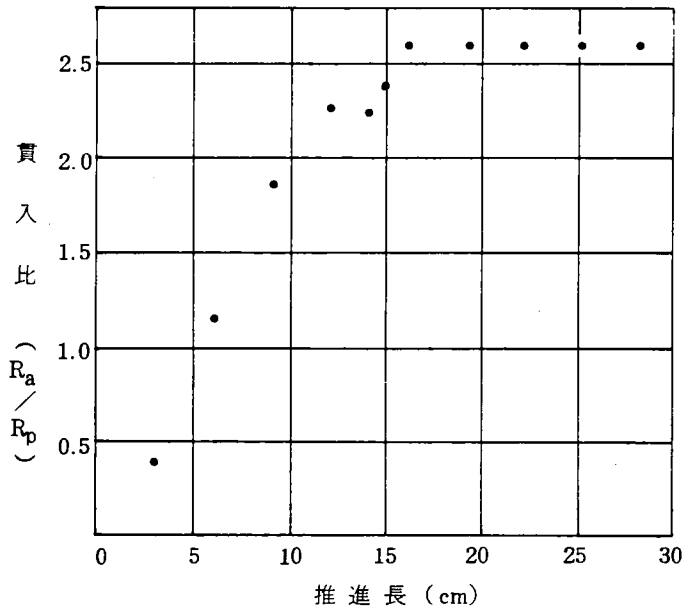


図 2.5 貫入比と推進長との関係

面積が極めて小さいために、単位面積当りの推力が平板のモデルのそれより大きいために、貫入比が 1.0 以下になるが、推進長が 6 cm になると貫入比は 1.2 、推進長が 9 cm になると、貫入比は 1.9 と、接地断面積がふえるにつれて、貫入比は 1.0 を上まわり、言いかえると、先端が楔状になったギャケーシングの方が、平板より単位面積当りの推力は小さくなることを示している。

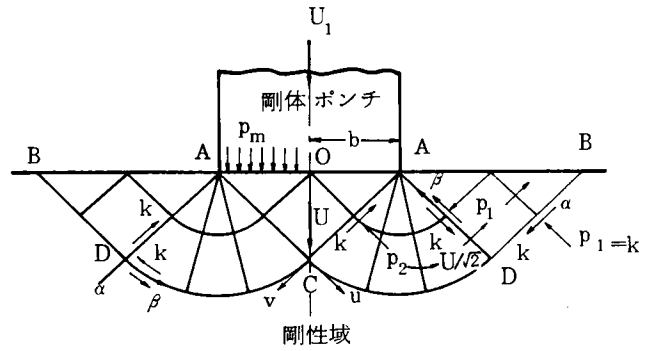
以上の実験結果から、貫入比としては 2.6 を用いても一般性を失わないと判断された。これは、言い換えれば、ギャケーシングの方が先端が楔状になっているために、先端が平板状になっているものに比べて、同じ面積であれば、単位面積当りの推力は約 3 分の 1 で済むことを意味する。

また、塑性力学¹⁵⁾を用いて、底面が平板になっているものと楔状になっている 2 つの帯状の

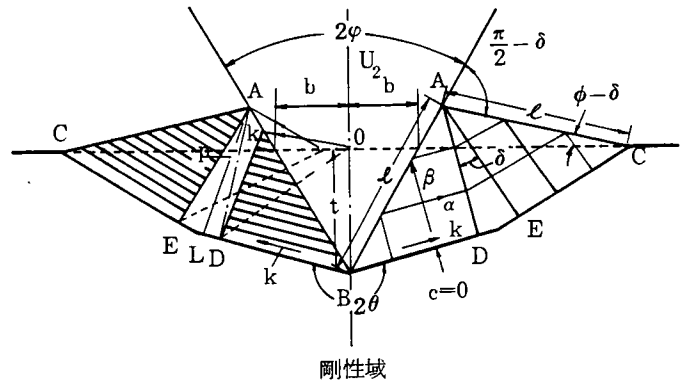
剛体ポンチを仮定し、いずれも同じ幅をもっているとして、この二つを剛体ブロックに押し込んだときの押しつけ力を比較してみる。

図 2.6 の(a)はポンチの貫入によって剛体ブロックに生じる塑性域を示しているが、この図から、ポンチの幅を $2b$ 、ポンチの底面に生ずる単位幅当りの接触圧力を p_m 、全押しつけ力を U_1 、 k を剪断降伏応力とすれば

$$\begin{aligned} U_1 &= 2b \cdot p_m = \\ &= 2b \cdot 2k \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) \\ &= 10.28 k \cdot b \end{aligned}$$



(a) ポンチの貫入状態



(b) 楔の貫入状態

次に、楔を剛体ブロックに押しつけた時の塑性域を図 2.

図 2.6 ポンチと楔の貫入モデル

6 の(b)に示してあり、楔の接地断面幅を $2b$ 、楔の頂角を 2ϕ とすれば、押しつけ力 U_2 は、

$$U_2 = 4k \cdot \ell (1 + \delta) \cdot \sin \phi \quad \dots \dots \dots (2.18)$$

で示される。ただし、 ℓ は楔がブロックと接する長さであり、図 2.6 から

$$\begin{aligned} \ell &= t / [\cos \phi - \sin (\phi - \delta)] \\ &= b \cdot \cot (\phi / 2) / [\cos \phi - \sin (\phi - \delta)] \quad \dots \dots \dots (2.19) \end{aligned}$$

で与えられ、 δ は遷移域の角度であり、図 2.6 から

$$\cos(2\phi - \delta) = \cos\delta / (1 + \sin\delta) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

を解いて得られる。

本試験の場合、図 2.2 の楔の先端角度 $2\phi = 57^\circ$ であるから、式 (2.20) から $\delta = 0.279$ 式 (2.19) から $\ell = 2.780 \cdot b$ となるので、これらの値を式 (2.18) に代入すると

$$\begin{aligned} U_2 &= 4 \cdot k \cdot \ell \cdot (1 + \delta) \cdot \sin\phi \\ &= 6.784 \cdot k \cdot b \end{aligned}$$

したがって、 U_1 と U_2 との比は、

$$\begin{aligned} U_1 / U_2 &= 10.28 \cdot k \cdot b / 6.78 \cdot k \cdot b \\ &= 1.5 \end{aligned}$$

と求まる。接地幅 $2b$ の帯状のポンチと楔を剛体ブロックに押しつける力はポンチの方が楔の 1.5 倍になり、実験値の 2.6 の約半分になっているのはポンチとブロックの間の摩擦を無視していることと帯状載荷になっていることによるものと考えられる。

以上の結果から、先端が楔状のときには平板に比べて、推力の負担率は $1/2.6$ であるとしても一般性を失わないと考えた。したがって、いま、エレメントなど地盤に接する面が平板になっている部分の面積を A_e 、ギヤーケーシングの面積を A_g 、全体の面積を A とすれば、閉塞率は

$$S = (A_e + A_g / 2.6) / A \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

で求められる。

これによると、図 2.1 の(a)の場合の $400\text{mm} \times 800\text{mm}$ のエレメントの閉塞率は 0.229，(b)の $600\text{mm} \times 1000\text{mm}$ のエレメントは 0.162 となる。

また、地盤の強度としては、オランダ式二重管コーン貫入試験の値を用いることとし、これを使用できない場合には、標準貫入試験による N 値から、J. H. Schmertmann¹⁶⁾ の表を用いて土質に応じて、オランダ式二重管コーンの値に換算することにした。

一般に、推進体を地盤内に推進させたときに、一定の推進長ごとに推力を測定すると、図 2.

7のようなプロットで示される。これは長さ11mの地盤内にエレメントを推進したときに測定した推力と推進長の読みをプロットしたものである。推進長がゼロのところより左側のプロットは掘削機先端がまだ切羽についていないときの推力を示している。

次に、掘削機先端が切羽にふれると推力が急激に増加したあと、推進長が増加するにつれて、ほぼ、一定の勾配で推力も増加し、推進長がある一定の値に達したときに（この図では約10m）、推力は最大値に達し、その後は掘削機先端が到達立坑の切羽に到達するまで、推力は減少する。掘削機先端が到達立坑の切羽を通過してから、作業が終了するまで推力は、ほぼ、一定の値を示す。

図2.8は図2.7の結果をモデル的に示したものである。

すなわち、推力は推進開始から推進終了まで、 $a \rightarrow b \rightarrow c \rightarrow d \rightarrow e \rightarrow f$ のような折線に沿って変化することになる。このうち、a点からb点までの推力は、ほぼ、同じ値を示す。これは、掘削機先端が切羽に触れていないから、油圧装置やすべり摩擦など推進機自体の抵抗であると考えられ、この推力を機械の固有抵抗と名付ける。次に、掘削機先端が切羽に触れると、推力はb点からc

点に急激に増加する。しかし、地山内の推進距離はゼロであるから、c kの値は先端抵抗であ

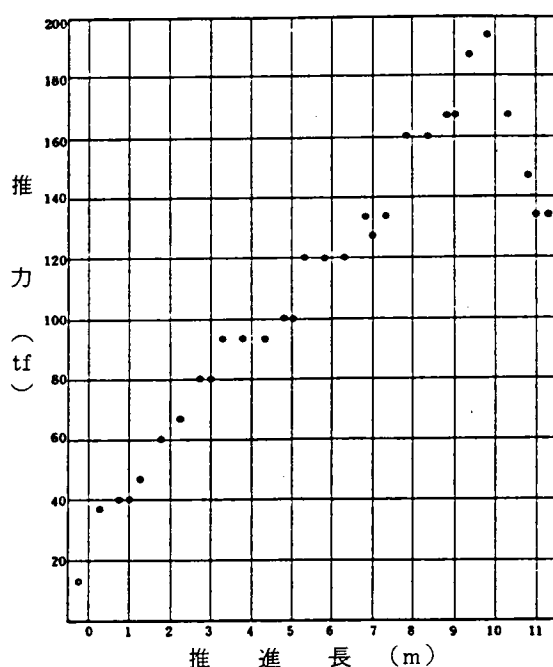


図 2.7 推力と推進長との関係

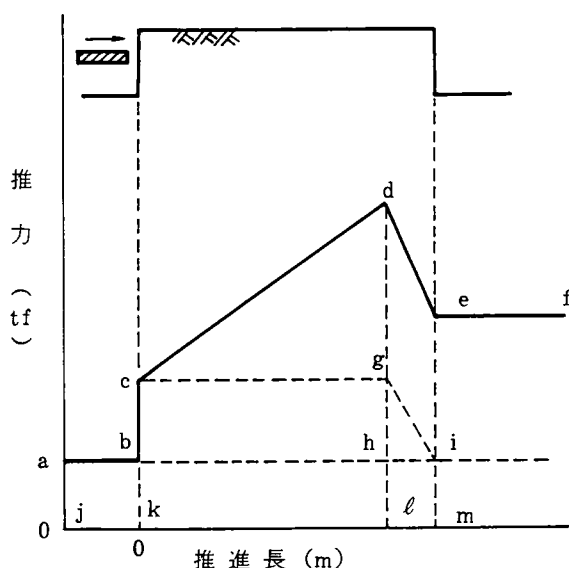


図 2.8 推力のモデル

ると考えることができるので、このうち、機械の固有抵抗 $b k$ を除いた推力の値 $b c$ を純先端抵抗と名付ける。

c 点からは推進長が増加するとともに、推力も、ほぼ、一定の割合で増加し、最大推力点 d に至る。この間では、エレメント内の土は掘削機によって排出されているから、先端抵抗の値は一定と考えることができ^{11), 17)}、かつ、機械の固有抵抗も一定と考えられるので、d 点の推力は、 $g d$ を純周辺抵抗、 $g h$ を先端抵抗、 $h l$ を機械の固有抵抗とすれば、これらの和で示される。したがって、純周辺抵抗は地盤中の推進長に比例すると考えることができる。

また、最大推力が発生する点 l の発進立坑の切羽 k からの距離 $k l$ と全推進長 $k m$ との比を最大推力点比とすれば、この値は施工基面からエレメントの中心までの距離、土質、到達立坑の土留めの剛性などによって決まる係数と考えられる。

次に、d 点からは推進長が増加しても推力は減少し、掘削機の先端が到達立坑に到達した e 点で推力は最小になる。したがって、e 点の推力も周辺抵抗と考えることができ、これは純周辺抵抗 $e i$ と機械の固有抵抗 $i m$ の和で示される。また、先端抵抗 $g h$ の値は減少して i 点でゼロになる。なお、2 つの純周辺抵抗 $d g$ と $e i$ を比較すると、 $d g$ の方が大きい。これは d 点までは到達立坑の切羽が押し出されないが、d 点からは徐々に押し出されてくるからである。

最後に、e 点からは推進長が増加しても推力は増加せず、横ばいになったまま、推進作業の終了点 f に至る。f 点での推力の成分は e 点のときと同じと考えられる。

したがって、今、掘削機先端の全断面積を $A (m^2)$ 、閉塞率を α 、全推進長を $L (m)$ 、エレメントの地山に接する周長を $S (m)$ 、オランダ式二重管コーンによる地盤の強度を $q_{DC} (tf/m^2)$ 、最大推力点比を λ とすれば、最大推力 $F (tf)$ は冒頭の仮定から次のようになる：

$$F = \alpha \cdot A \cdot \zeta \cdot f(q_{DC}) + \beta \cdot \lambda \cdot L \cdot S \cdot g(q_{DC}) + r \quad \text{..... (2.22)}$$

この式の右辺の第 1 項は純先端抵抗、第 2 項は純周辺抵抗、第 3 項は固有抵抗である。このうち、 α 、 β 、 r は常数、 $f(q_{DC})$ はオランダ式二重管コーンによる地盤の強度 q_{DC} と純先端抵抗との関係を示す関数、 $g(q_{DC})$ はオランダ式二重管コーンによる地盤の強度 q_{DC} と純周辺抵抗との関係を示す関数であり、 $f(q_{DC})$ 、 $g(q_{DC})$ ともに実測から得られる。 λ の値は定義によりゼロと 1.0 との値をとるが、URT の 10 件の工事例からみると、施工基面から、エレメント中心までの距離と密接な関係があり、図 2.9 に示すように、土かぶり厚さによって、0.6 から 0.9 の値をとることが明かになっている。

機械の固有抵抗 r の値は、現在、URT 用の推進機は表 1.1 に示すように、I 型から III 型ま

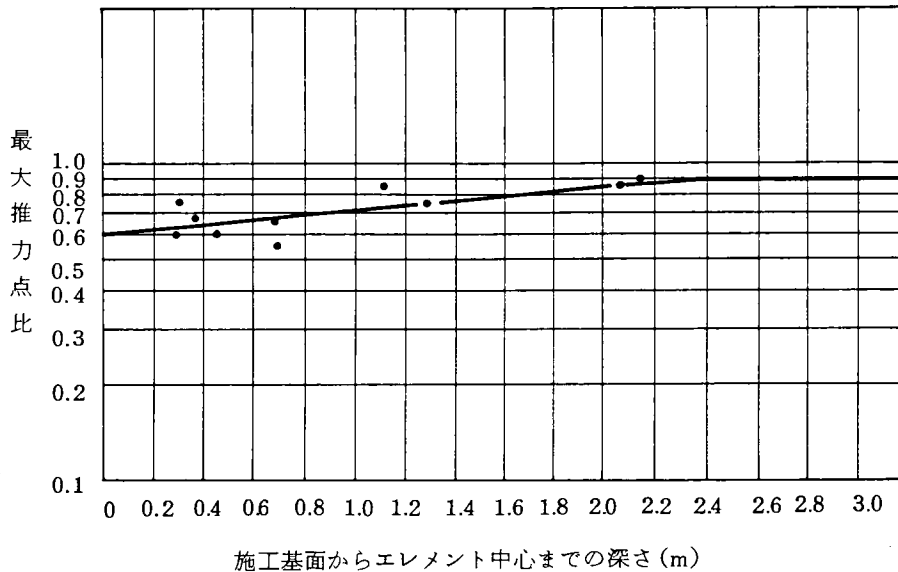


図 2.9 最大推力点比とエレメントの中心から施工基面までの距離との関係

であり、工場での無負荷の状態での測定から、それぞれ、3 t f、3 t f および 22.5 t f が得られているのでこの値を用いることにする。

$f(q_{DC})$ および $g(q_{DC})$ の値については、国鉄東北本線の大宮駅構内の地下道を URT 工法によって施工したときに得たデータから求めることにする。

この地下道の断面を図 2.10 に示す。エレメントは A、B、C の 3 種類 24 箇からなり、このうち、A、B は鋼製中空のエレメントであるが、長円形断面を形成するために、いくらか断面寸法が異なる。C は 1 m ピッチで挿入した 300

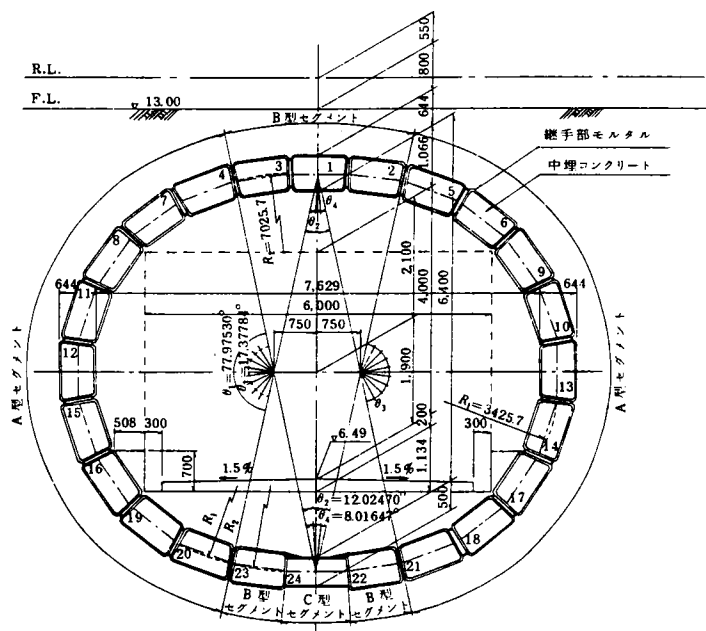


図 2.10 断面詳細図(大宮)

× 500 の H 鋼をコンクリートで巻いた構造になっている。

推進長は 11 m, エレメントの断面は台形であるが, 面積は 600 mm × 1000 mm の矩形断面とほぼ等しい。最小土かぶり厚さは 80 cm であった。

また, この推進される地盤の強度をオランダ式二重管コーンを用いて調べた結果を図 2.1 1 に示してある。地盤は表面から 3 m までは石炭ガラとなっており, その下が厚さ 2 m の凝灰質粘土, その下は細砂となっており, 地下水位は地表面下 - 3.2 m であった。推進は - 0.8 m から - 8.3 m の間で行われた。

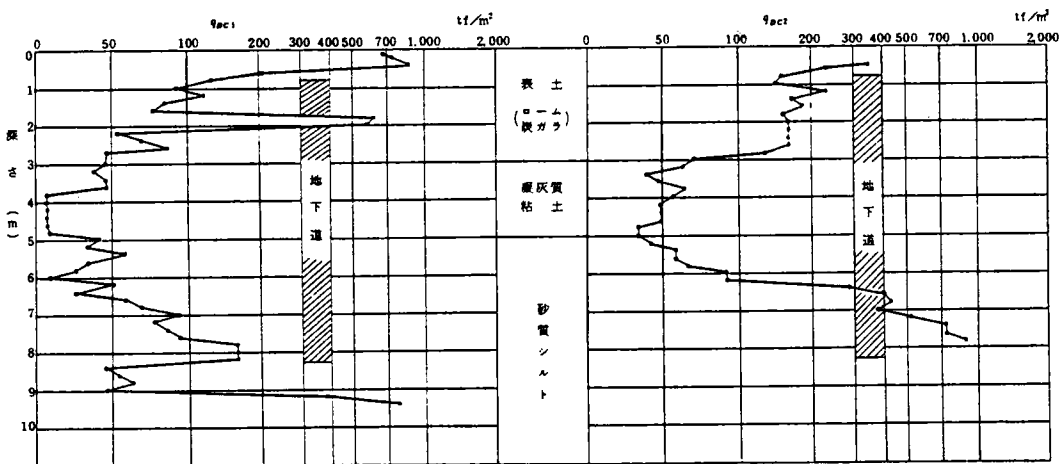


図 2.1 1 土質調査結果 (大宮)

この土質調査の結果と各エレメントの中心点の地表面からの深さから, 純先端抵抗と純周辺抵抗のおののとおとオランダ式二重管コーンによる地盤の強度との相関を求めるために, 表 2.5 に示す計算を行った。

表 2.5 の各列には左側から, エレメント番号, 周長, 先端断面積, 閉塞率, 閉塞面積, 固有抵抗 (この場合は URT II 型であるから $3tf$), 施工基面からエレメント中心までの深さ, さらに, 図 2.1 1 から求めた q_{DC1} と q_{DC2} の値とそれらの平均値が示されている。最大推力は, エレメントを推進したときの最大の推力を示し, 最大推力点は発進立坑の切羽から最大の推力が発生した点までの距離である。

また, 先端抵抗は推進長がゼロのときの推力の実測値であり, これから機械の固有抵抗を除いたものが純先端抵抗, また, 純周辺抵抗は最大推力値から先端抵抗を除いた値である。次に,

表 2. 5 推 力 の 解 析

項目 エレメント 番号	周 長 m	断面積 m ²	閉塞率	閉 塞 面 積 m ²	固 有 抵 抗 tf	深 さ m	q _{DC1} tf/m ²	q _{DC2} tf/m ²	平 均 q _{DC} tf/m ²	最 大 推 力 tf	最 大 推 力 点 m	先 端 抵 抗 tf	純 先 端 抵 抗 tf	純 周 辺 抵 抗 tf	単 位 純 先 端 抵 抗 tf/m ²	単 位 純 周 辺 抵 抗 tf/m ²	計 算 推 力 tf	最 大 推 力 計 算 推 力	最 大 推 力 点 比
1	3.160	0.6021	0.189	0.114	3	1.1	90	160	125	49	9.00	17	14	32	122.81	1.125	89	0.55	0.72
2	2.515	"	"	"	"	1.2	85	160	123	50	9.75	20	17	30	149.12	1.223	75	0.67	0.73
3	"	"	"	"	"	1.2	85	160	123	47	9.00	15	12	32	105.26	1.414	75	0.63	"
4	2.620	0.634	0.187	0.119	"	1.4	75	160	118	73	9.75	17	14	56	117.65	2.192	79	0.92	0.76
5	"	"	"	"	"	1.4	75	160	118	60	8.75	19	16	41	134.45	1.788	79	0.76	"
6	"	"	"	"	"	1.9	60	160	110	73	9.75	20	17	53	142.86	2.074	80	0.91	0.82
7	"	"	"	"	"	1.9	60	160	110	80	9.75	17	14	63	117.65	2.466	80	1.00	"
8	"	"	"	"	"	2.6	50	160	105	90	10.30	20	17	70	142.86	2.594	86	1.05	0.90
9	"	"	"	"	"	2.6	50	160	105	107	8.80	20	17	87	142.86	3.773	86	1.24	"
10	"	"	"	"	"	3.6	47	50	49	53	10.30	13	10	40	84.03	1.482	62	0.85	"
11	"	"	"	"	"	3.6	47	50	49	53	7.00	20	17	33	142.86	1.799	62	0.85	"
12	"	"	"	"	"	4.6	8	48	28	60	9.80	13	10	47	84.03	1.831	49	1.22	"
13	"	"	"	"	"	4.6	8	48	28	47	8.55	13	10	34	84.03	1.518	49	0.96	"
14	"	"	"	"	"	5.6	38	62	50	77	9.00	20	17	57	142.86	2.417	62	1.24	"
15	"	"	"	"	"	5.6	38	62	50	87	9.30	20	17	67	142.86	2.750	62	1.40	"
16	"	"	"	"	"	6.6	38	250	144	140	6.80	27	24	113	201.68	6.343	98	1.43	"
17	"	"	"	"	"	6.6	38	250	144	100	7.75	27	24	73	201.68	3.595	98	1.02	"
18	"	"	"	"	"	7.3	82	600	341	140	9.80	33	30	107	252.10	4.167	143	0.98	"
19	"	"	"	"	"	7.3	82	600	341	187	8.30	33	30	154	252.10	7.082	143	1.31	"
20	"	"	"	"	"	7.8	110	880	495	180	7.80	40	37	140	310.92	6.851	169	1.07	"
21	"	"	"	"	"	7.8	110	880	495	153	7.00	27	24	126	201.68	6.870	169	0.91	"
22	2.515	0.6021	0.189	0.114	"	8.0	120	1100	610	147	9.80	27	24	120	210.53	4.869	178	0.83	"
23	"	"	"	"	"	8.0	120	1100	610	193	9.80	37	34	156	298.25	6.329	178	1.08	"

周長はNo.1 エLEMENTについてはELEMENT全周が地盤と接するので、全周長3.160mとし、No.2 ELEMENT以下は1 側面のみは、すでに、埋設されたELEMENTに接して地盤にふれていないことと継手にはグリースを塗り込んであるので摩擦がないと仮定することにより全周長からその長さを差し引いた値として、2.52～2.62mをとった。断面積は掘削機先端の断面積であり、閉塞率は大宮の場合は0.187 から0.189になるので、両者を乗じた 閉塞面積は約0.114～0.119m²となった。

したがって、単位純先端抵抗は、すでに求めた純先端抵抗を閉塞面積で除した値であり、単位純周辺抵抗は純周辺抵抗を周長と切羽から最大推力点までの距離との積で除した値を示している。

この結果を見ると、単位面積当りの純先端抵抗は84 tf/m² から310 tf/m²、同じく純周辺抵抗は約1.1 tf/m² から7.1 tf/m² となり、先に述べた、M. Scherle の報告^{9), 10)}の値ともかなり近いことがわかる。

なお、この表には後述する式で求めた計算推力とこれを求めるのに必要な最大推力点比（全推進長に対する発進立坑から最大推力が生じた点までの距離の比）の値を図2.9 から求めて記入してある。

この表2.5 で得た平均 q_{DC} と単位純周辺抵抗等を両対数グラフ上にプロットしたのが、図2.1 2および図2.1 3である。両者とも、ほぼ、直線的な関係があると考えて、これを先述の $f(q_{DC})$ 、 $g(q_{DC})$ の関数の形に表示すると、図2.1 2から単位純先端抵抗については

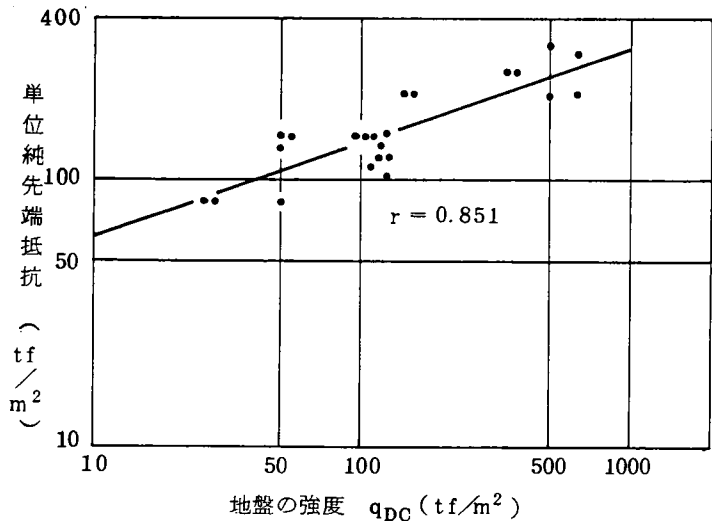


図 2.1 2 q_{DC} と単位純先端抵抗との関係

$$\alpha \cdot f(q_{DC}) = 27.102 \cdot q_{DC}^{0.352} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

図2.1 3から、単位純周辺抵抗については、

$$\beta \cdot g(q_{DC}) = 0.280 \cdot q_{DC}^{0.473} \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

が得られ、しかも相関係数はそれぞれ、 $r = 0.851$ 、 $r = 0.729$ であった。

この式(2.23)および式(2.24)を式(2.22)に代入すると、最大推力を求める式が求まる：

$$F = 27.102 \cdot A \cdot \zeta \cdot q_{DC}^{0.352} + 0.280 \cdot \lambda \cdot L \cdot S \cdot q_{DC}^{0.473} + r \quad \dots\dots (2.25)$$

この推力の式を用いて、大宮の場合のAエレメントを推進したときの地盤の強度別の最大推力を求めると、 $A=0.634\text{m}^2$ 、 $\zeta=0.119$ 、 $L=11\text{m}$ 、 $S=2.62\text{m}$ 、 λ は全エレメントの平均をとって0.858とすれば、図2.14の曲線で示される。プロットは実測値である。曲線はほぼプロットの間を通ることがわかる。各エレメントの最大推力と計算推力との比も表2.5に示してあり、0.55から1.43までバラつくが、平均値 m が0.99、標準偏差 σ が0.23となるので、これとバラツキとを比較すると $m \pm 2\sigma$ すなわち、計算推力の5割増しとすれば、実測値の95.46%が含まれることが明らかになった。

2. 実測との比較

URT工法によって、国鉄線の下で施工された構造物は、昭和52年の

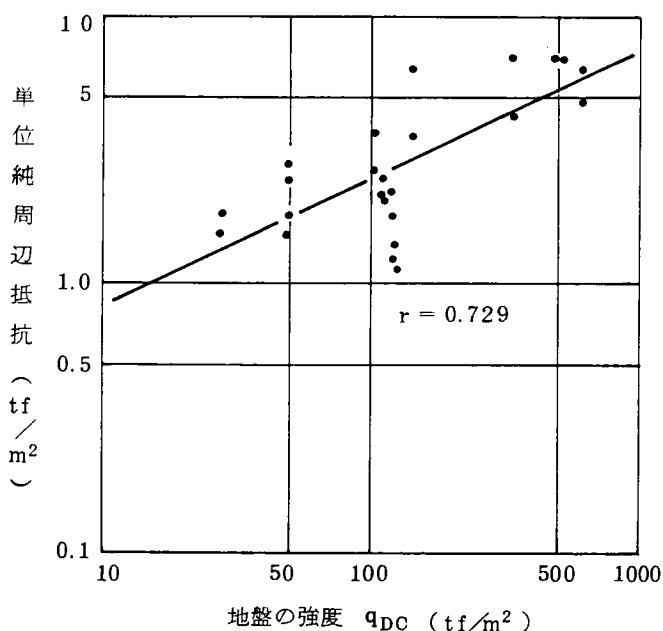


図 2.13 q_{DC} と単位純周辺抵抗との関係

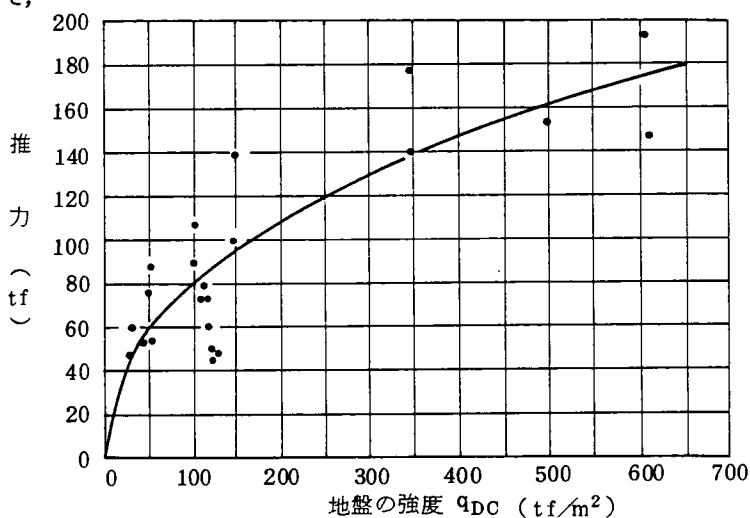


図 2.14 q_{DC} と最大推力との関係(大宮)

常磐線土浦－神立間の木田余架道橋を始めとして、すでに、18件をかぞえるが、これらの現場で得た実測の推力と筆者が本報告で提案した式(2.25)による計算値とを比較してみる。

2.1 木田余架道橋

この工事は、図2.15に示すような断面の地下道を常磐線の高さ約3mの盛土内にURT工法で構築するもので、400mm×800mmのエレメントを上床板として7箇、左右の側壁に4個ずつ、計15箇推進した。エレメントの長さは11mであるが、推進される地盤の長さは9m、最小土かぶり厚さ(施工基面から、上床エレメントの上面までの距離)は19cmとかなり薄かった。

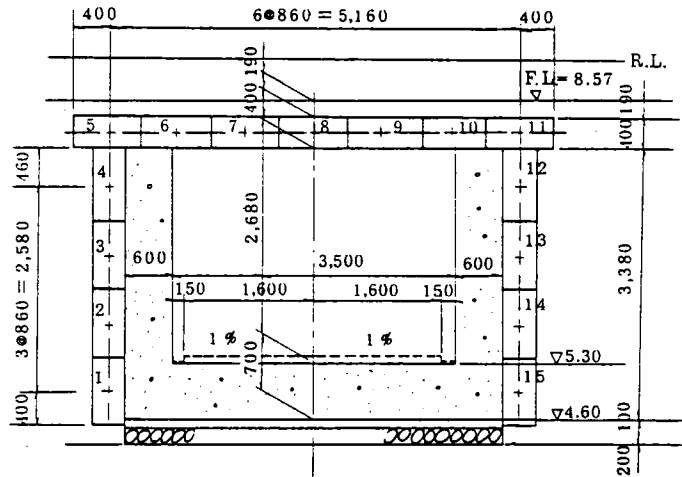


図2.15 木田余架道橋の断面

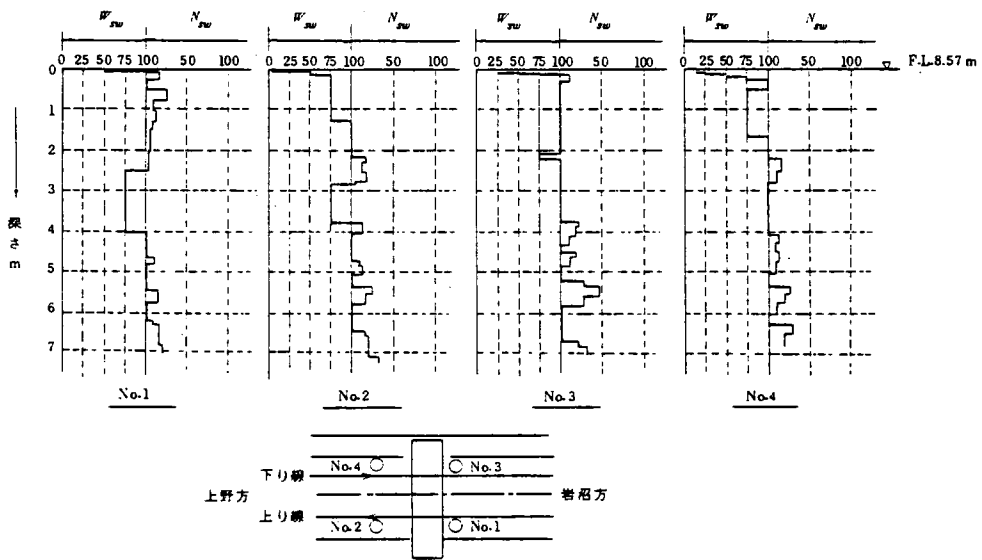


図2.16 スウェーデン式サウンディングによる土質調査結果(木田余)

推進を施工する地盤は砂質シルトで、線路際の施工基面で実施したスウェーデン式サウンディングによる調査結果は図 2.1 6 に示す通りで、この結果から N 値を稲田の方法で¹⁸⁾ 推定すると深さに関係せず約 2 となる。また J. H. Schmertmann によると¹⁶⁾、砂質シルトであるから、 $q_{DC}/N = 2$ (ただし、 q_{DC} は kgf/cm^2) を採用すれば、 q_{DC} の値では 35 から 40 tf/m^2 になるものと推定された。

次に、掘削機の先端面積 $A = 0.328 \text{ m}^2$ 、閉塞率 ζ は図 2.1 から 0.229、最大推力点比 (全推進長に対する発進立坑から最大推力が発生した点までの距離の比) は図 2.9 と図 2.1 5 から全エレメントについて求めると、平均約 0.76、地盤内の全推進長は 9 m、周長 S としては一般に一側面のみはすでに推進されたエレメントに接触しているので地盤とは触れないことと継手にはグリースを塗ってあるので摩擦がないと考えれば全周長からこの長さを差し引けるので 2 m となる。また、機械の固有抵抗は、この工事の場合は URT I 型を使用したので、 $r = 3 \text{ tf}$ となる。

以上の値を式 (2.25) に代入し q_{DC} の値と推力の値との関係を描けば、図 2.1 7 のようになる。

また、この図には、最初に推進したエレメント以外の 14 箇のエレメントを推進したときに測定した最大推力の値を、その地盤の q_{DC} の値をもとにプロットしてある。

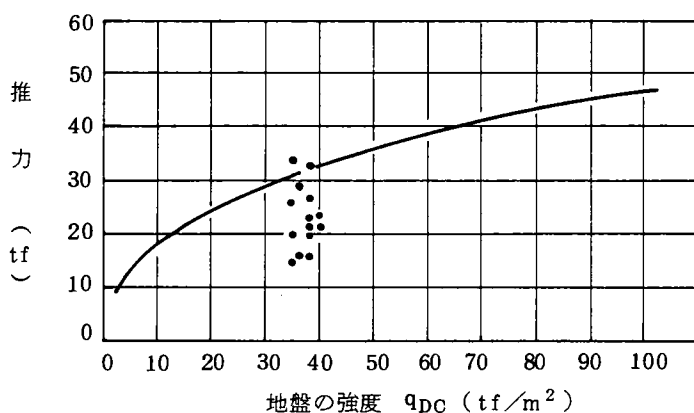


図 2.17 q_{DC} と最大推力との関係
(木田余架道橋)

この図から、式 (2.25) は最大推力値を与えることがわかる。

また、図 2.1 8 は山陰線の益田架道橋を最小土かぶり厚さ 50 cm で施工したときの実測の推力とサウンディングの結果を用いて、式 (2.25) から求めた計算推力の曲線を示す。計算のための諸数値は表 2.6 に、土質調査の結果は構造物の相対的な位置とともに図 2.1 9 に示してある。なお、 N 値から q_{DC} の値を得るためには、土質が粘性土であるから、J. H. Schmertmann の方法¹⁶⁾により $q_{DC}/N = 2$ とした。

図 2.1 8 の実測値のうち、 q_{DC} の値が $20 \text{ tf}/\text{m}^2$ のところでの推力の値のうち、60 tf および 70 tf、また、 q_{DC} が $160 \text{ tf}/\text{m}^2$ のところでの 107 tf はいずれも、地盤内に障害物

があったために推力が大きくなったものである。
したがってこれらの異常値を除けば、計算推力はほぼ各エレメントの最大推力値の平均値を表わし、計算式は妥当な値を与えるものと考えられる。

図 2.20 は山陰線の蟠竜湖架道橋を URT 工法で最小土かぶり厚さ 26 cm で施工したときに、得られた推力の最大値と

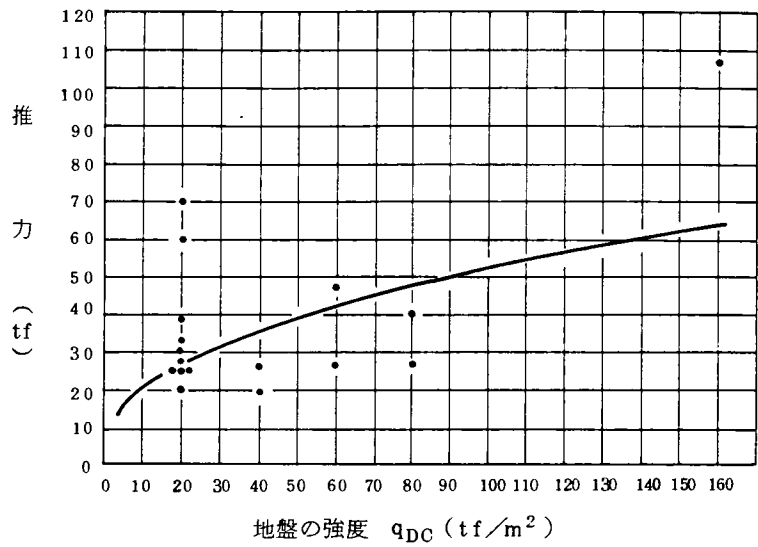


図 2.18 q_{DC} と最大推力との関係 (益田架道橋)

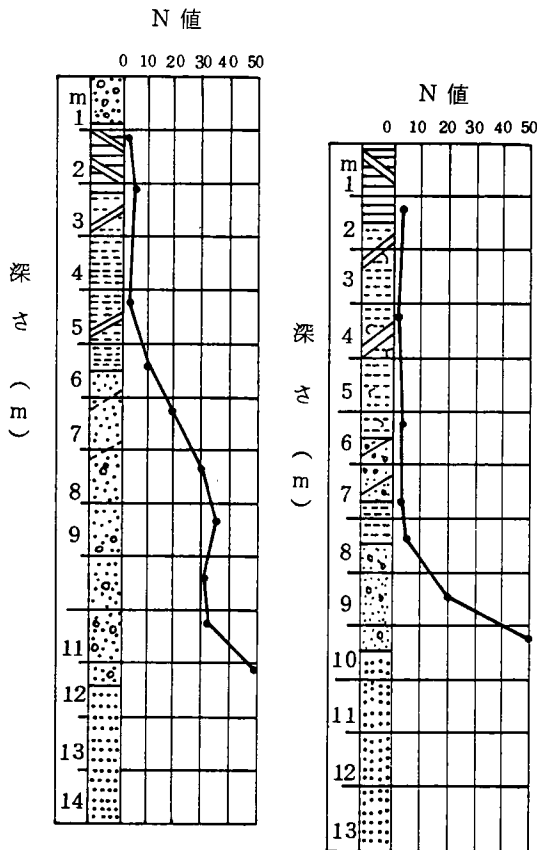


図 2.19 土質調査結果 (益田)

表 2.6 推力計算用の諸数値

工 事 名	推 進 機	エレメント 断 面 積	周 長	閉 塞 率	平均最大 推力点比	推 進 長	固有抵抗
		m ²	m			m	tf
益 田 架 道 橋	I 型	0.32	2.0	0.224	0.783	10.0	3
蟠竜湖架道橋	I 型	0.32	2.0	0.230	0.751	6.3	3

q_{DC} の値との関係をプロットしたものである。また、計算推力を求めるための諸数値は表 2.6 に、また、土質調査の結果は図 2.2 1 に、エレメントとの相対位置も含めて、それぞれ示してある。

図 2.2 0 によると、計算推力を示す曲線と実測推力のプロットとがかなり離れていることがわかる。その

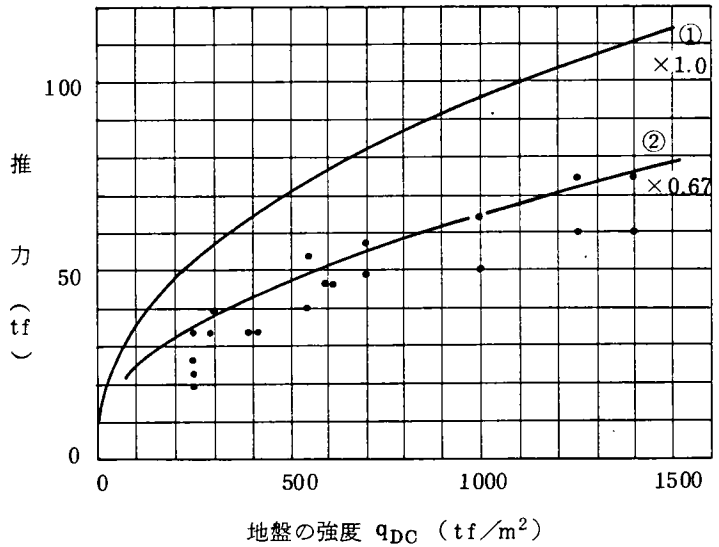


図 2.2 0 q_{DC} と最大推力との関係 (蟠竜湖架道橋)

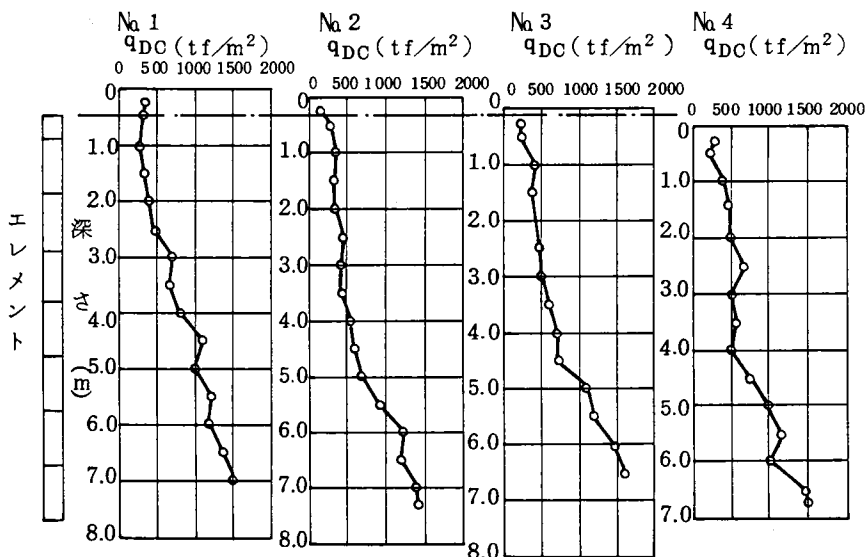


図 2.2 1 土質調査結果 (蟠竜湖)

理由は地盤が締った砂地盤であったために、掘削機の先端を10 cmだけエレメントの先端より突出させて推進を行ったためであると考えられた。

図2.2 2は本掘削機を用いて、掘削機の先端をエレメントの先端と一致させた場合と掘削機の先端をエレメント先端より80 mm、150 mmとそれぞれ突出させて、6 m推進したときの推力用油圧の読みを縦軸に、横軸に推進長をとってプロットしたものである。土質はシルト質地盤で、N値は、ほぼ15、土かぶり厚さは30 cmである。

これからわかることは、掘削機の先端をエレメント先端と同一面にするよりも、掘削機の先端をいくらか突出させた方が、推力用油圧は減少する。しかし、その量は突出量にかかわらず、ほぼ、同じであるということであった。これは、G. Hurtz やW. Weberも指摘したところである¹¹⁾。

いま、掘削機の先端がエレメントの先端と同一面としたときの推力用油圧を f_1 、掘削機の先端を突出して推進したときの同じ油圧を f_2 とすると、油圧の減少率：

$$q = (f_1 - f_2) / f_1$$

の値をこれら4つのグラフから求めると、

グラフ①と③から $q = 0.32$

グラフ①と④から $q = 0.32$

グラフ②と③から $q = 0.34$

グラフ②と④から $q = 0.34$

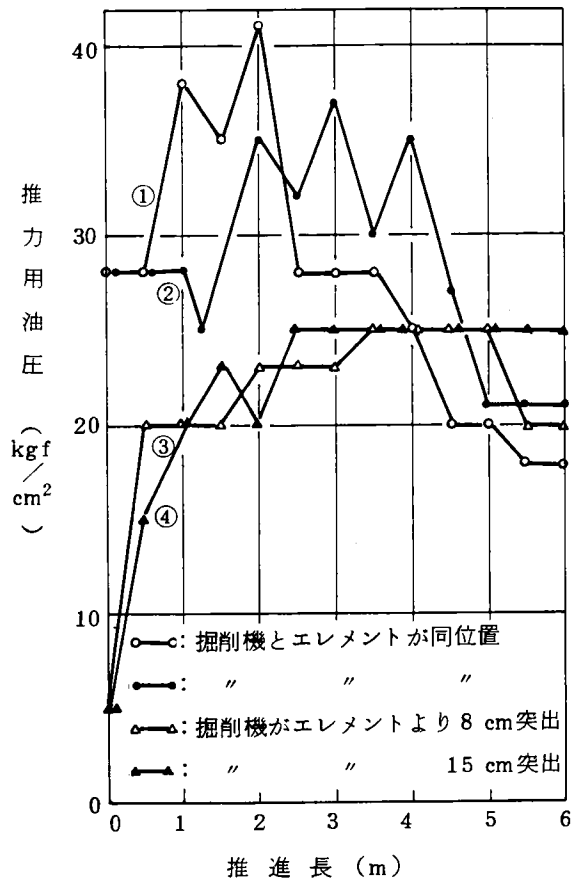


図2.2 2 掘削機の位置と油圧との関係

となり、これらの平均は0.33となる。ただし、この試験では推進長が6 m、土かぶり厚さが300 mmであるから、推力の最大値は図2.9から最大推力点比（全推進長に対する発進立坑から最大推力点が発生した点までの距離の比）は0.63と推定すれば、4 mまでに最大推力は発生すると考えられるので、計算に用いた推力用油圧は0 mから4 mまで0.5 mおきのものをとった。

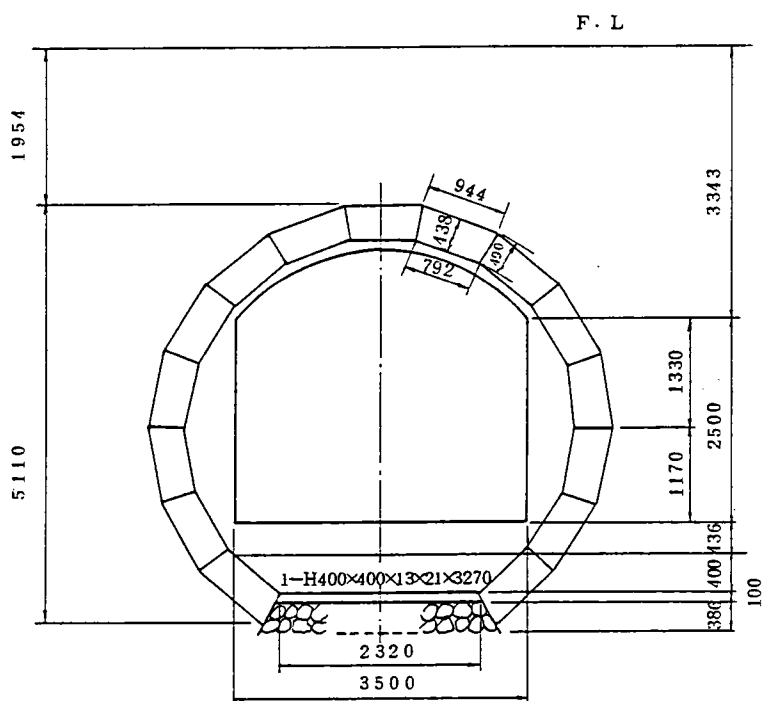
以上の結果から蟠竜湖架道橋の場合も、掘削機の先端をエレメント先端より突出させることにより、全推力のほぼ33%減らすことができたとすれば、図2.20の計算推力線は、②の曲線のようになり実測値のほぼ平均を通ることが明らかになる。

ただ、この方法は余掘りを大きくし、路盤陥没を生じ、列車運転に重大な支障を生ずることがあるので、その採用にあたっては慎重な配慮が望まれる。

2.2 菊川・掛川間暗渠
この工事は図2.23に示す断面のトンネルを長さ約18 mのエレメント15箇所を鉄道盛土下に推進して構築するもので、最小土かぶり厚さは約2 mであった。エレメントの断面は図に示すような台形で、断面積は約0.380 m²である。

土質条件は、エレメントの天端から5 mの深さまでは緩いシルト層で、それ以下は泥岩になっている。オランダ式二重管コーンによる土質調査の結果は、図2.24に2本示してある。こ

れによると、深さ約3.0 mまでは q_{DC} が平均50 t f/m²を示しているが、それ以下になると q_{DC} の値が急増する。この図にはエレメントの位置も示してあり、これによるとNo.12, 13のエレメントは q_{CC} で平均約270 t f/m²、No.14および15のエレメントでは、このグラフをそのまま延長して、約490 t f/m²の地盤を推進することがわかった。また、この図からNo.1エレメントの地盤の強度は約100 t f/m²と推定された（図2.24）。



式(2.25)を用いて
 推力を算定するに当って
 必要な掘削機の先端の面
 積 A は 0.380m^2 、閉塞
 率は 0.223 、最大推力点比
 (全推進長に対する発進
 立坑から最大推力が発生
 した点までの距離の比)
 は図2.9と図2.24から
 各エレメントについて求
 めて平均すれば 0.897 、
 周長は側面の1つ分だけ
 除けば図2.23から 2.226
 m 、推進長は 18m 、 q_{DC}
 の値は図2.24から各エ
 レメントについて求めた

平均値を用いるものと
 すれば、図2.25の曲
 線①のような曲線にな
 る。また、プロットは
 各エレメントを推進し
 たときに得た最大推力
 の実測値を示している。

この図から明らかな
 ことは、 q_{DC} が $100\text{tf}/\text{m}^2$
 までの推力では、計
 算値が実測値の平均を
 示しているが、 q_{DC} が
 $270\text{tf}/\text{m}^2$ 以上では
 計算値が実測値を越え
 ていることである。

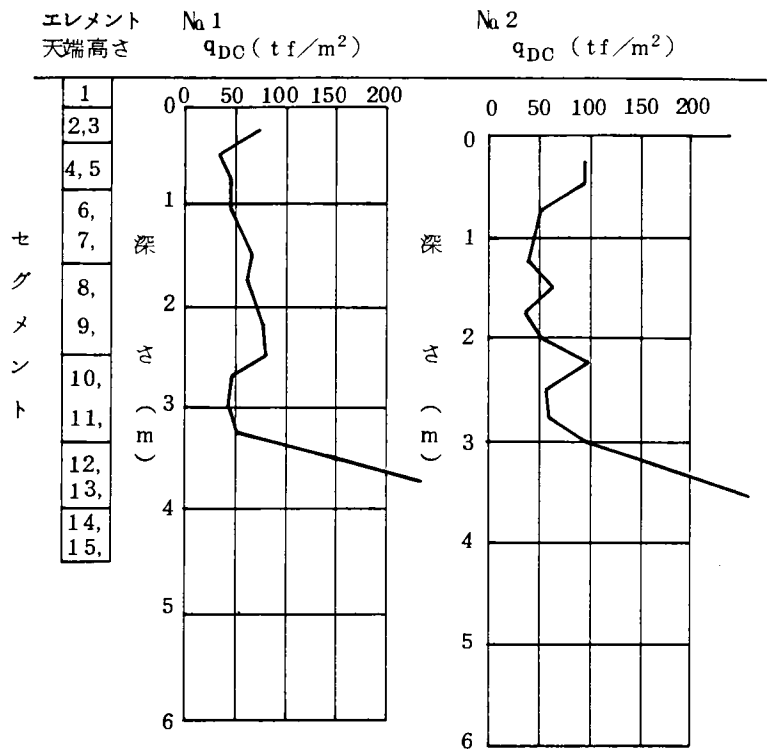


図2.24 土質調査結果(掛川)

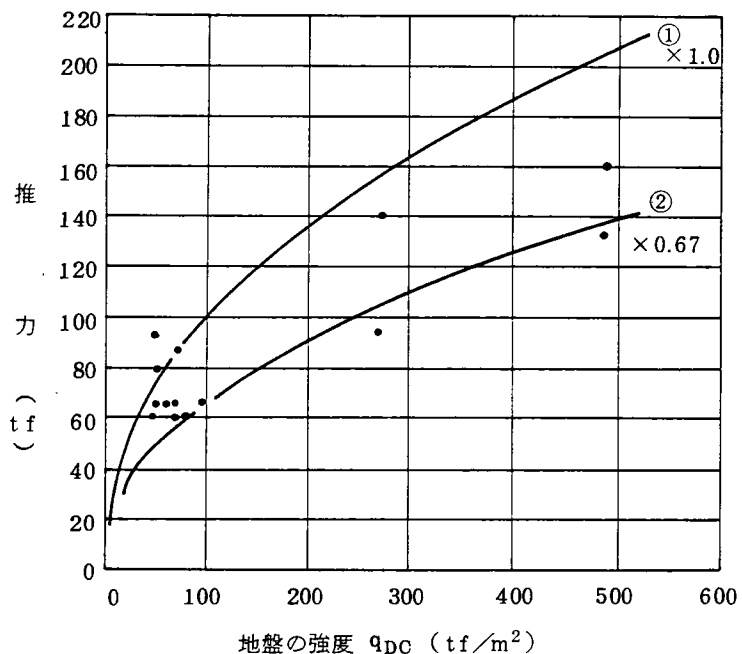


図2.25 q_{DC} と最大推力との関係(掛川暗渠)

その理由は、 q_{DC} が 270 tf/m^2 を超えているところは土質調査のところで述べたように、泥岩層に入ったために、推力が著しく増加したことから、掘削機の先端をセグメントの先端より 10 cm だけ突出させて施工したことによるものである。

当初、本工法の掘削機はエレメントの先端に固定される構造になっていた。しかしこの機構では、もし、推進される地盤内に玉石などが存在した場合には掘削不能になり、掘削機の回収さえおぼつかなくなる危険が懸念されたので、掘削機がエレメント内を自由に動くことができるように改良することによって、万一の場合に備えられるようにしたものである。

この機構は地盤が強くて、推力を減らしたいときに使用するものであるが、その効果については、前節の蟠竜湖架道橋の推力のところで述べておいた。

掘削機の先端がエレメントの先端より突出することにより、推力が約 33% 減少すると仮定し、これを計算推力の値に適用すれば計算推力の曲線は②のようになり、 q_{DC} の値が 270 tf/m^2 以上の地盤では、この曲線は推力の実測値のほぼ中間を通り、この式による推力の値は妥当な値を与えることが判明する。

2.3 香椎駅暗渠

本工事は図 2.2 6 に示すような上下水道管用の洞道を国鉄香椎駅構内の線路下に構築するに当って、 $600 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$ の断面をもつ鋼製のエレメントを 9 箇所推進したものである。推進長は 32 m で、最小土かぶり厚さは 1.4 m であった。

土質は施工基面から 2.5 m の深さまでは砂質シルト、そのあと 4.5 m までが風化した頁岩が続き、さらに砂質頁岩が続いている。オランダ式二重管コーンによる 3 箇所での土質調査の結果を図 2.2 7 の (a), (b),

(c) に示した。これによると、深さ 3.0 m 位

までは q_{DC} の値が平均 100 tf/m^2 、そのあと 5.0 m の深さまでは q_{DC} の値が 400 tf/m^2 前後となり、これ以上の深さになると 500 tf/m^2 を越える値になることがわかる。したがって、エレメントは q_{DC} の値で、ほぼ、 100 tf/m^2 から 600 tf/m^2 の強度の地盤内に推進されることが判明した。

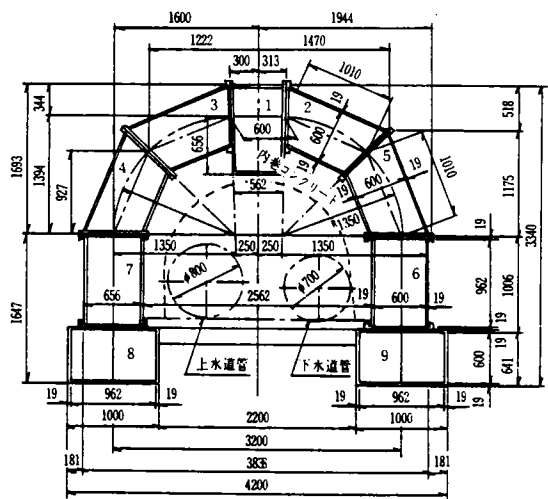


図 2.2 6 トンネル断面図 (香椎)

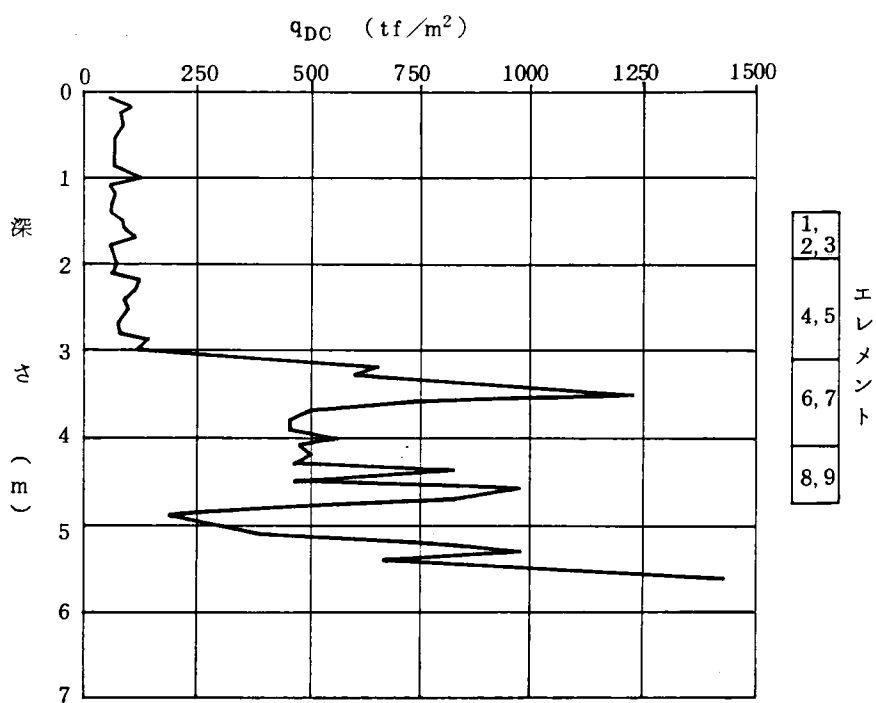


図 2.27 (a) 土質調査結果 (香椎)

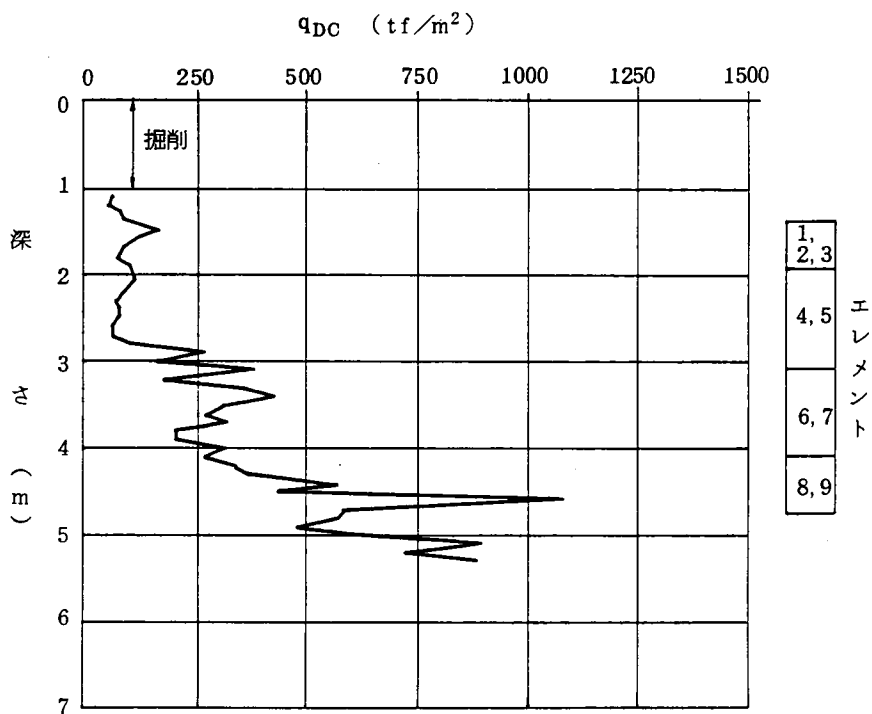


図 2.27 (b) 土質調査結果 (香椎)

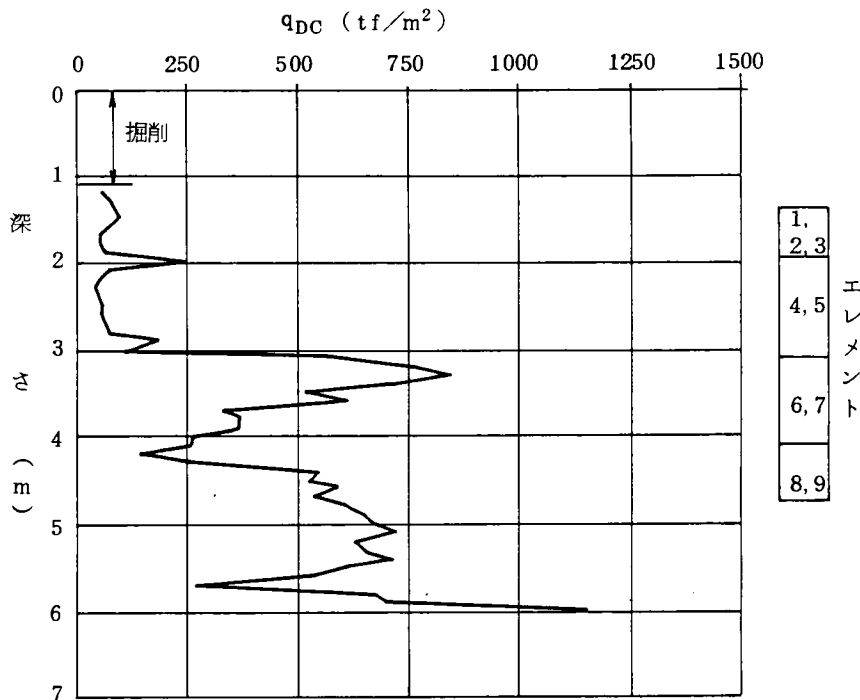


図 2.27 (c) 土質調査結果（香椎）

この場合、必要とする推力はNa 8またはNa 9のエレメントを推進したときであると考えられるので、このエレメントについて式（2.25）を用いて必要推力を推定してみる。面積は 0.641m^2 、閉塞率は 0.162 、 q_{DC} の最大値は図 2.27 から 8, 9 エレメント中心で平均約 583tf/m^2 、最大推力点比（全推進長に対する発進立坑から最大推力が発生した点までの距離の比）は施工基面からエレメント中心までの深さが 4.5m であるから、図 2.9 から 0.9 、全推進長は 3.2m 、周長は隣接エレメントと接する部分を除けば、 2.64m 、また、固有抵抗は 3tf であるから、推力は約 460tf となって、URT II 型の推進機的能力 200tf を超過することになり、何らかの推力削減対策が必要になった。

その対策としては 100tf の補助ジャッキを 2 基準備する他に、エレメントの先端にフリクションカッターをつけることにした。

フリクションカッターというのは従来、橋脚のウエルなどを沈下させるときに、周辺の地盤とウエルとの摩擦を少なくするために先端の一定長さだけを、後続のウエルより断面積を大きくするものである^{19), 20)}。推進工法でも推力を減らすためにこの方法が用いられている⁹⁾。

橋脚の場合は、例えば直径 4.8m のウエルのときには 10cm のフリクションカッターがつい

ているなど、大体 $5 \sim 10 \text{ cm}^{22}$)をとっており、直径に対する比率は $1 \sim 2\%$ となっている。

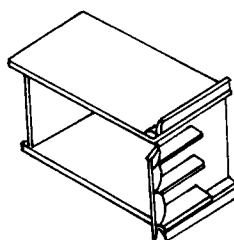
したがって、推進工法によるフリクションカッターの効果を調べるために、図2.28の(a)のようにフリクションカッターのないエレメントと(b)のように、エレメントの先端の上面と下面に、(c)のようなフリクションカッター用の厚さ 10mm のプレートを熔接したエレメントとを準備した。

試験地盤は図2.29に示すような粘性土層で、深さ約 1m のところで、 q_{DC} で言えば約 50 tf/m^2 であった。推進長は 14.5m である。

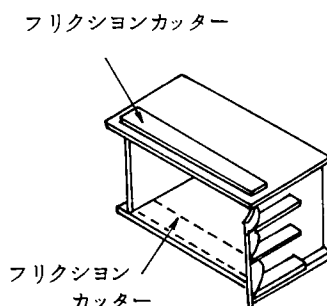
試験はフリクションカッターのあるエレメント2箇、フリクションカッターのないエレメント2箇をそれぞれ並列して地盤内に推進させ、 1m おきに、推力を油圧計で読みとった。

この結果を図2.30に示した。1, 2のグラフはフリクションカッターなし、3, 4はフリクションカッターありの各エレメントを推進したときの推力の値である。明瞭にわかるのは、推進開始ではフリクションカ

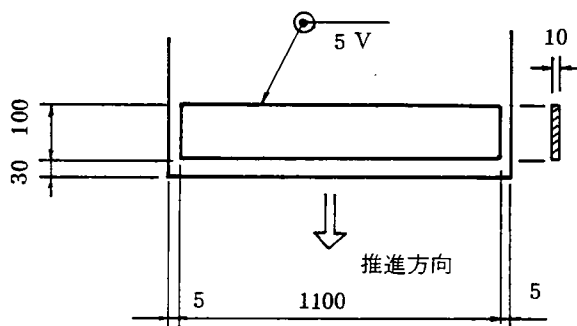
ッターのために掘削されない部分が増加するため、その分だけ先端抵抗が増加するので、フリクションカッターのある場合の推力がフリクションカッターのない場合より大きい。推進長が 7m 近辺になると、両者の推力がほぼ同じ値になり、その後は推進長が増加するにつれて、



(a) エレメント (フリクションカッターなし)



(b) エレメント (フリクションカッターあり)



(c) フリクションカッター用プレート

図2.28 試験用エレメント

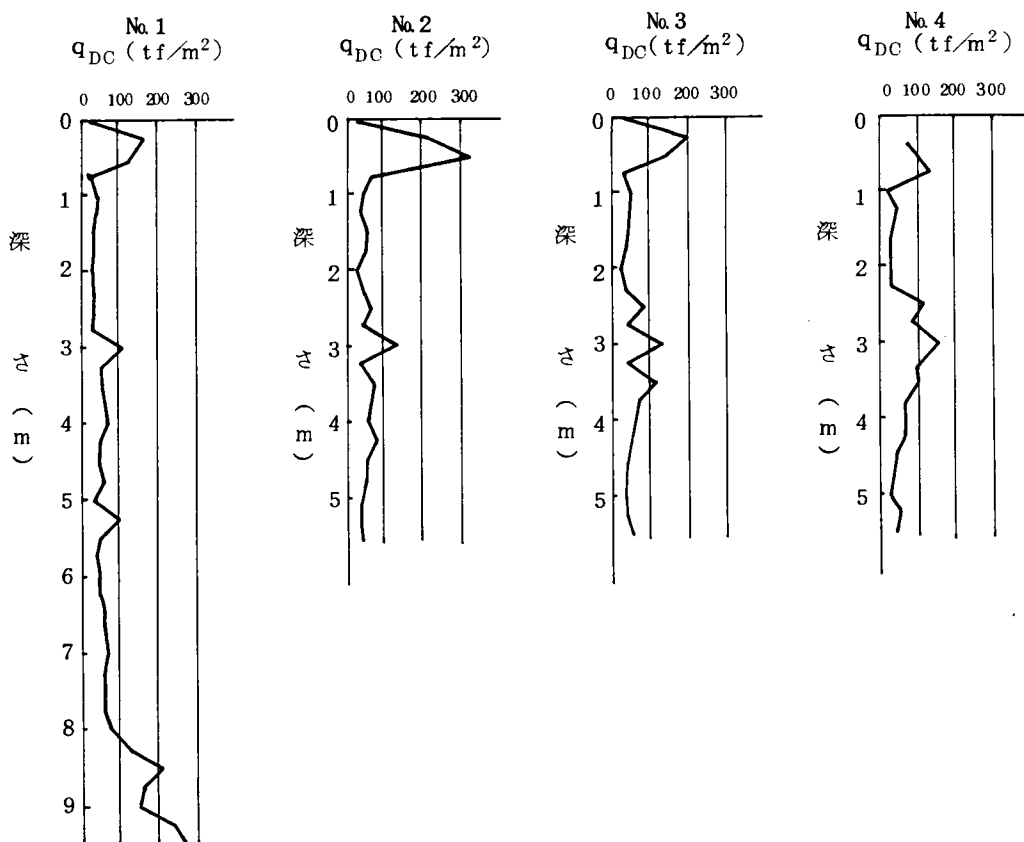


図 2.2 9 土質調査結果 (刈谷田)

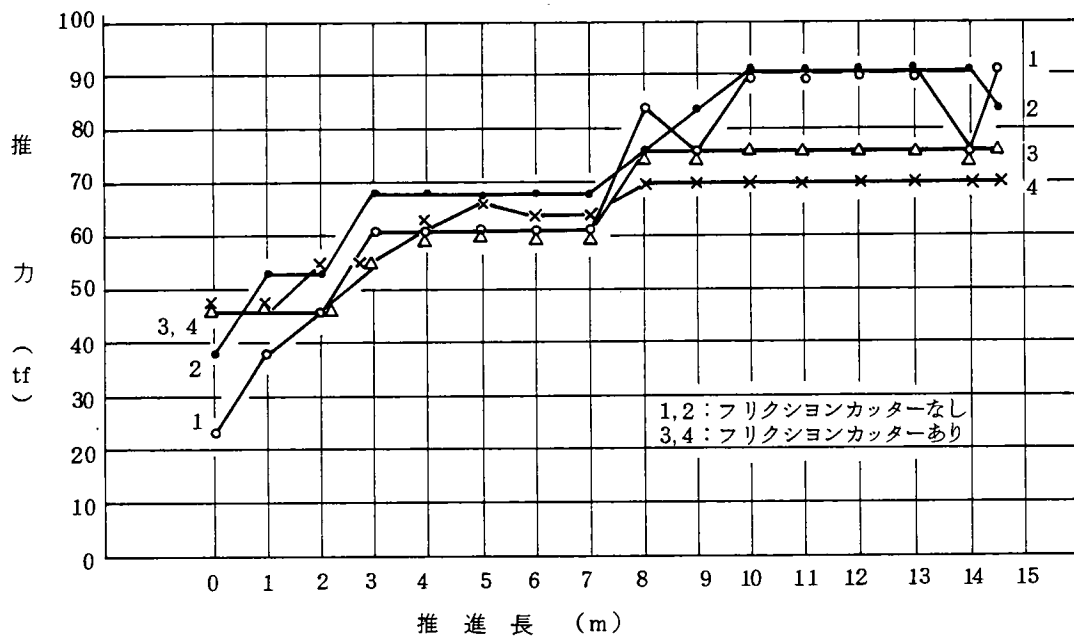


図 2.3 0 フリクションカッターの効果

こんどはフリクションカッターのある場合の推力がフリクションカッターのない場合より少なくなることがわかる。

フリクションカッターによって周辺抵抗が削減される効果を求めるのに次のように考える。

すなわち、図 2.3 0 の推力と推進

長との関係を図 2.3 1 の 2 つの直線

(1)と(2)のように考えることができる。

この場合、直線(1)はフリクションカ

ッターを使用しなかったときであり、

直線(2)はフリクションカッターを使

用したときを示し、一般に両者は f

点で交差する。

したがって、任意の推進長 a 点で

は、直線(1)では推力 f_1 のうち、a b

が機械の固有抵抗と先端抵抗の和で

あるから、b e が周辺抵抗を示して

いる。同様にして、直線(2)では、a c が機械の固有抵抗と先端抵抗の和であり、c d が周辺抵抗

を示している。ここで、直線(1)と(2)の機械の固有抵抗と先端抵抗との和を、それぞれ、 g_1 、 g_2

とし、フリクションカッターの使用による周辺抵抗の削減率 K_f を次のように表わすものとす

れば、

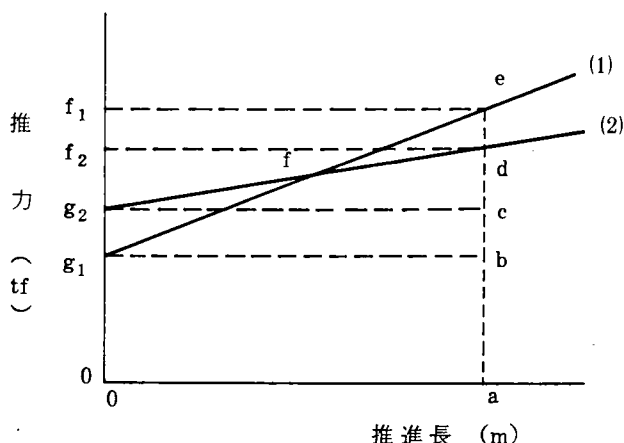


図 2.3 1 周辺抵抗削減率の求め方

$$K_f = 1 - \{(f_2 - g_2) / (f_1 - g_1)\} \dots\dots\dots (2.26)$$

K_f の値は実測のグラフから求めることができる。

図 2.3 0 に示した 1 m おきの推力の読みと推進長ゼロのところの読みから、式 (2.2 6) を

用いて、 K_f の値の平均をとってみると、

セグメント 1 と 3 から $K_f = 0.57$

セグメント 1 と 4 から $K_f = 0.60$

セグメント 2 と 3 から $K_f = 0.44$

セグメント 2 と 4 から $K_f = 0.48$

となり、本試験の結果からは、フリクションカッターにより、最大 60 %、最小 44 %、平均 52 % の周辺抵抗の減少が認められた。

また、図 2.2 8 のフリクシオンカッターの厚さを決めるために、フリクシオンカッター用のプレートが 10mm、20mm および 30mm としたときとフリクシオンカッターが全然ないものの 4 種類のエレメントを用いて、N 値が 15 の粘性土地盤に、6 m 推進して推力がフリクシオンカッターの厚さによって変化する状態も調べた。試験は各 2 回ずつ実施した。

その結果を図 2.3 2 の(a), (b)に縦軸に実測された推力 (tf)，横軸に推進長 (m)をとって示してある。この試験結果から次のことが推論された。

- (1) フリクシオンカッターをつけた場合は、つけない場合に比べて、先端抵抗が大きく、また、フリクシオンカッターの厚さが厚くなる程、先端抵抗も大きくなる。
- (2) 推進長が小さいときには、フリクシオンカッターの厚さが 20mm と 30mm とでは最大推力がフリクシオンカッターのないものより大きくなる時がある。
- (3) 推進長が大きくなると、フリクシオンカッターがあるときの推力は、フリクシオンカッターのないものより小さくなる。
- (4) 推進中の最大推力は、フリクシオンカッターの厚さが 10mm のときが一番小さい。

これらの結果から、本工事では図 2.2 8 のように、エレメントと地山とが触れる上板と下板に厚さ 10mm、幅 100mm、長さ 1100mm の鉄板を溶接してフリクシオンカッターとした。

また、フリクシオンカッターを用いたときの推力の計算は次のように考える。

推力 F が先端抵抗 F_1 ，周辺抵抗 F_2 および機械の固有抵抗 r の 3 者からなると考えると

$$F = F_1 + F_2 + r$$

で示される。このうち、先端抵抗については図 2.3 1 でわかるようにフリクシオンカッターをつけたために先端抵抗が増加するが、その理由はエレメント前面の面積が A' に増加したと考えて、式 (2.2 5) の閉塞率もフリクシオンカッターを考慮した値 ζ' を用いることにし、周辺抵抗についても、式 (2.2 5) でえた値に実験で得られた削減率 K_f を用いて、 $(1 - K_f)$ を乗ずることにより、次の式から推力を推定することができる：

$$F = 27.102 \cdot A' \cdot \zeta' \cdot q_{DC}^{0.352} + 0.280 \cdot \lambda \cdot L \cdot S \cdot q_{DC}^{0.473} \cdot (1 - K_f) + r \cdots \cdots (2.27)$$

ここで、 A' 、 ζ' 、 K_f 以外の記号は式 (2.2 5) と同じものとする。

図 2.3 3 は香椎駅の暗渠工事で 9 箇のエレメントを推進したときに測定された各エレメントの最大推力と土の強度 q_{DC} との関係をプロットしたものである。また、3 箇の曲線は計算推

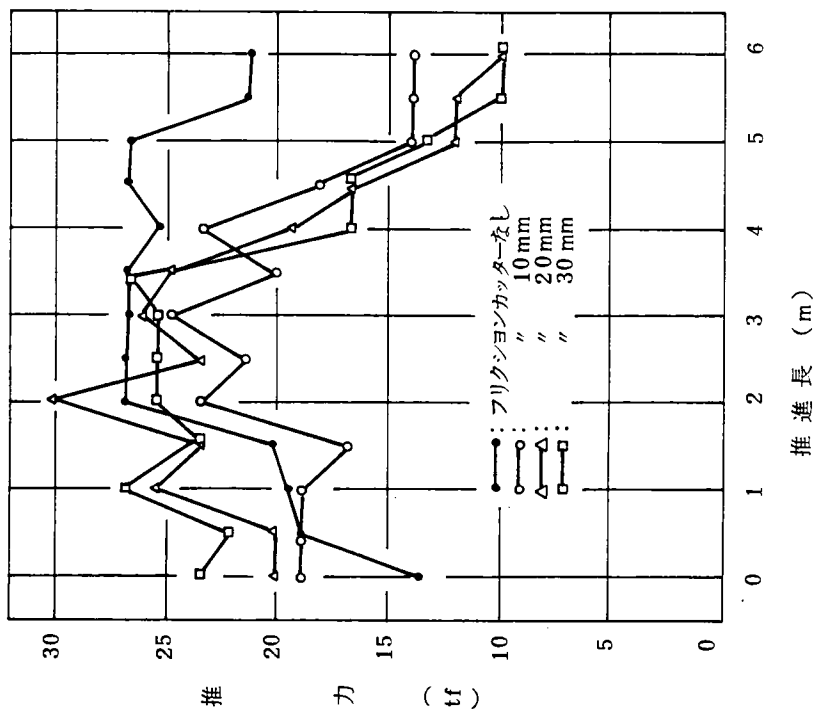


図2.3 2(b) フリクションカッターの厚さの効果

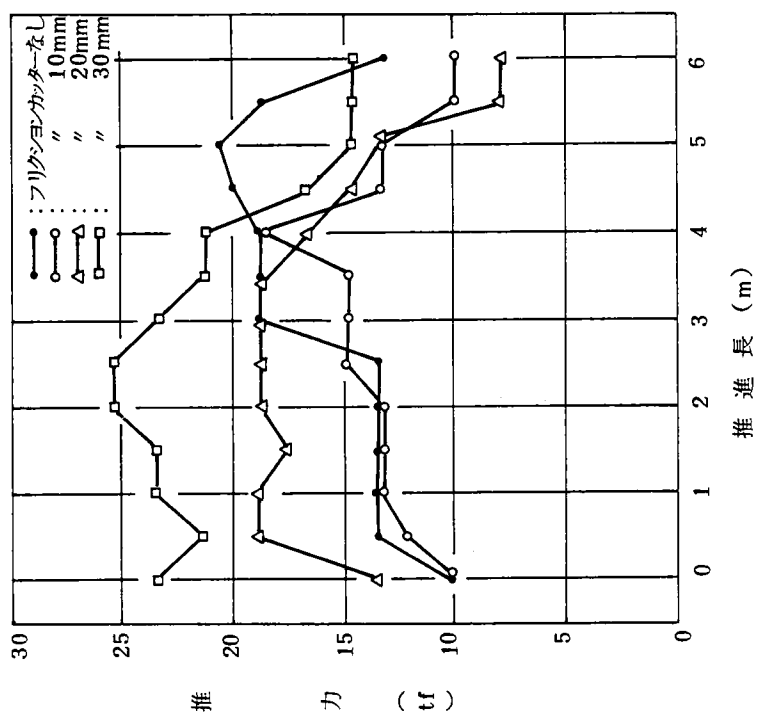


図2.3 2(a) フリクションカッターの厚さの効果

力であり、このうち、曲線①は式(2.25)から得たものであり、曲線②は式(2.27)において、 $\zeta' = 0.187$, $K_f = 0.30$, 曲線③は式(2.27)において、 $\zeta' = 0.187$, $K_f = 0.50$ として求めたものである。

この図から、実測のプロットが、ほぼ、曲線③の上下にあることから、

フリクションカッターの周辺摩擦削減に関する試験が示すように、香椎の場合でも、周辺抵抗がフリクションカッターによって約5割減るという考えを用いることにより、式(2.27)を用いて最大推力を推定できることが実証された。

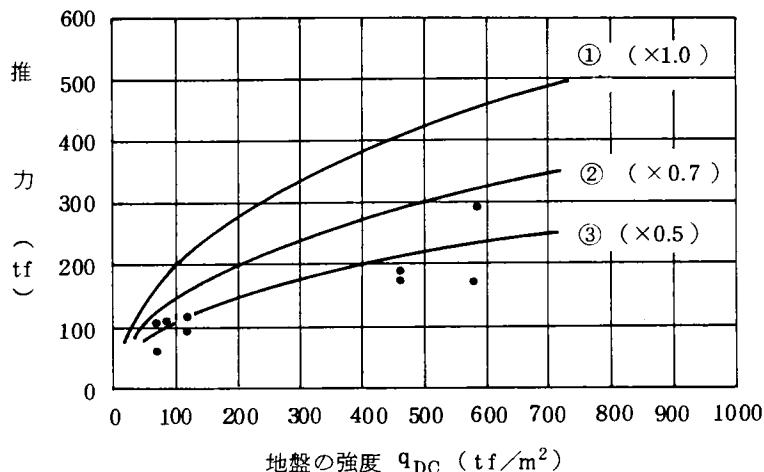


図 2.33 q_{DC} と最大推力との関係 (香椎駅暗渠)

2.4 弘前駅地下道

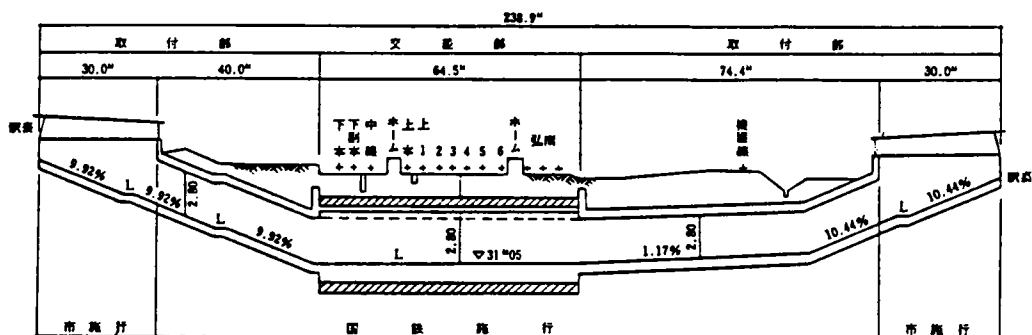
この工事は図 2.3 4 の(a)に示すような全長約 239m の地下道を弘前駅に設けるにあたって、そのうち、駅構内の交差部 64.5m については、URT 工法により施工することになったものである。

地下道の断面は図 2.3 4 の(b)に示すように、高さ 2.8 m、幅 4.8 m の人道用であり、これを 20 箇のエレメントを番号順に推進して、トンネルライニングを形成するものである。

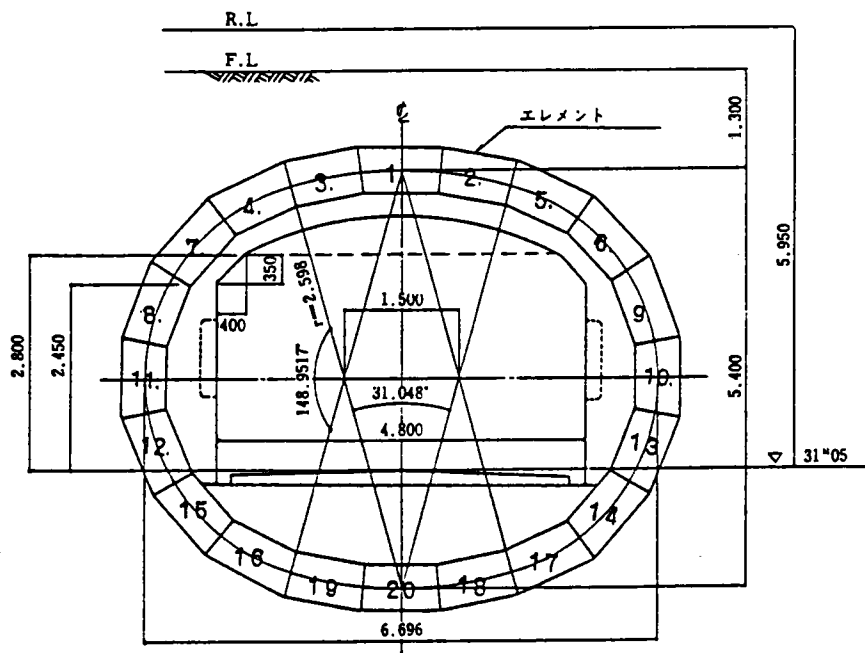
エレメントの形状は台形とし、寸法は上底が 1.032 m、下底が 0.916 m、高さ 0.6 m の鋼製の箱とし、鋼板の厚さは 19 mm とした。また、長さは 12 m もの 5 箇、5 m ものを 1 箇とした。土かぶり厚さは 1.0 m である。

土質調査としては、駅構内で 5 本の標準貫入試験を実施したが、このうち、交差部中央に位置する土質調査結果を 1 例として示したのが、図 2.3 5 である。

地質調査の結果によると、道床の下施工基面から深さ約 1.5 m までは石炭ガラを主体とした地盤で、N 値も 10 前後であるが、これから 3.5 m までは軽石を含んだ細砂層となり、N 値も 20 前後の値を示すことになる。その下は礫まじりの火山灰層となって、かなり締った層が約 9 m の深さまで続き、礫の直径も 50 mm 程度のものがあり、N 値も 30 程度を示すようにな



(a) 縦断面図



(b) 交差部断面図

図 2.3 4 弘前駅地下道

標 尺	標 高 (m)	深 度 (m)	層 厚 (m)	地下 水位 (m)	柱 状 図	土 質 名	色 調	記 事	相 対 密 度	コン シ ス テ ン シー	標準貫入試験									
											深 度 (m)	N (回/10cm)	10cm毎の 打撃回数			N 値 (回)				
													10 cm	20 cm	30 cm	10	20	30	40	50
1	35.943	1.00	1.00			盛土	黒灰	炭ガラ主体の埋土。	弛い											
	35.543	1.50	0.50			粘土		小礫混る。		中位										
2				1.95		砂	緑灰	上部粘土分多い。 軽石をポケットに含むと ころあり。砂は細砂。	締 る			2.65	15	5	4	6				
3	33.543	3.40	1.90			砂	暗灰					2.95 3.65	26	6	11	9				
4	32.663	4.30	0.90			火山灰		礫混り砂質シルト状を呈 する。軽石は10~30mm。				3.95 4.65	30	12	10	8				
5	31.743	5.20	0.90			砂礫		最大粒径 50m/m チャート 質で堅硬。5~40m/m φ が40%。砂は中粗砂。崩 壊性あり。	締 る			4.95 5.65	30	15	10	5				
6						火山灰	暗	軽石最大径 30m/m。5~ 10m/m 多く15%位。 他は砂質シルト状を呈す る。若干、異質礫 腐植物 等をみることがある。				5.95 6.65	31	11	9	11				
7						灰	青					6.95 7.65	45	10	11	21				
8	28.943	8.00	2.80			粘土		φ5~10m/mの礫点在。 粘性中位。		堅い		7.95 8.65	44	14	13	17				
9	28.293	8.65	0.65			灰						8.95 9.65	37	8	16	13				
10						粘土 混り 砂礫		礫最大径 100m/m。礫質 はチャート質で堅硬。 礫は10~40m/mが多く 礫分は約40%。 中位の粘性を有し、崩壊 は少ない。 砂は粗~中砂、下部に従 い密となる	締 る			9.95 10.65	42	12	13	17				
11		12.20				黄灰 暗青灰						10.95 11.65	25	14	7	4				
12												11.95 12.65	34	9	12	13				
13												12.95 13.65	57	18	18	21				
14												13.95 14.65	45	7	13	25				
15		15.40				暗青灰		崩壊する				14.95 15.65	56	16	16	24				
16												15.95 16.65	58	19	17	20				
17												16.95 17.65	57	24	20	13				
18	18.793	18.15	9.50			粘土	暗灰	粘性強く半固結小礫含 む。 腐植物小量含む		堅い		17.95 18.65	19	6	6	7				
19												18.95 19.65	20	7	6	7				
20	16.413	20.00	1.80					埋設物確認のため1.0 m まで手掘りする。				19.95								

図 2.35 土質調査結果（弘前）

り、その下には粘土まじりの砂礫層が存在し、N値は40前後になるところがでてくる。地下水は-1.95mであった。

したがって、推進作業はN値で10から30、オランダ式二重管コーンによる q_{DC} の値に換算すれば、地盤を細礫まじりの砂地盤と考えると、J. H. Schmertmannの方法¹⁶⁾から、 $q_{DC}/N = 6.0$ を採用することにより、 q_{DC} では約600~1800 tf/m²のところまで施工されることがわかる。

いま、式(2.25)を用いて、例えば、N値で30、 q_{DC} で示せば1800 tf/m²の地盤内を64.5m推進するのに必要な推力を試算すると、エレメントの断面積が0.612m²、閉塞率はこれまでの掘削機を改良したので、0.232、周長Sを2.541m、推進長を64.5m最大推力点比を仮りに0.9とすれば、約1500tfとなり、在来の200tfの推進機では無理なことが判明した。

一方、香椎では10mmのプレートによるフリクションカッターによって、周辺抵抗を約50%減らすことが判明しているため、この方法を用いるとともに、さらに、滑材としてベントナイトを用いることにした。

ベントナイト溶液は他の粘土に比べて、ベントナイト100g当り700gまでの水を保持できると高い膨張性をもっているために、ボーリングでの坑内壁の保持や潜函と地盤との摩擦を減らして、潜函のぶらさがり現象をなくすることができるといわれている²¹⁾。

さらに、ベントナイトを滑材として使用したときの打ち込み力や推力の減る割合についても各種の研究がなされている。H. Lorenzは直径4mのフランキ杭(ただし、杭先端部分は10cmのフリクションカッターつき)を砂質シルト地盤に

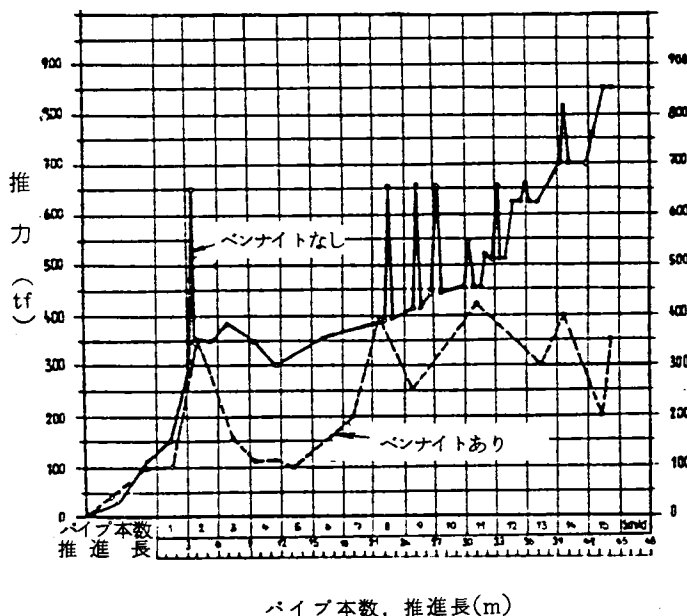


図2.36 L. Ebnerの推進記録

打ち込む時に、ベントナイトを使用したときの打撃数を比較した結果、使用した場合の方が使用しない場合より32%少なかったとのべ²²⁾、L. Ebnerの報告には外径2.8 mの管を48 m推進したときに、ベントナイトを使用したときと使用しないときの推力の値と推進長との関係のグラフがあり、これから周辺抵抗のみの減少率を計算すると約44%となった(図2.36)²³⁾。

一方、最近ではW. Lächerが推進工法での推力を減らすために用いるベントナイトによる実験から、その効果を確認するとともに、直径3.9 mの鉄筋コンクリート管を640 m推進するのに、ベントナイトを使わないときには第1中間ジャッキの推力が大きく、第2、第3および最後端の主ジャッキの推力は小さくて済んだことから、ベントナイトには推進管体の先端部分にのみ十分に注入することが効果的であること、さらに、ベントナイト溶液を使うことにより、周辺抵抗を、ほぼ、30%減らすことができると推定している²⁴⁾。

ベントナイト溶液の濃度については、M. Scherleは地盤の土粒子の平均粒径と濃度との関係を表わすグラフを示しているが²⁵⁾これによると、土粒子の平均粒径が1 mm、10 mmのときのベントナイトの濃度はそれぞれ3.3%、6.2%となる(図2.37)。

本工法についても、ベントナイトの滑材効果を確認するために、図2.38に示すようなベントナイト溶液を噴射できるように配管した600×1000型エレメントを用いて試験を実施した。すなわち、

一つはベントナイト溶液をエレメントの先端部の両側面から地盤とエレメントの間に噴射させた場合、一つはベントナイト溶液を使用しない場合とについて、推力を調査した。土質は砂質シルトであり、ベントナイトの濃度は水1 m³ 当り50 kgfとした。

その結果が図2.39(a)に、縦軸に推力、横軸に推進長をとって表わしてある。この図によると一部に滑材を使用した場合のほうが滑材を使わない場合より僅かに推力が大きいところがあるが、概して、滑材を使用した場合の推力が小さくなっているのがわかる。

この実験結果から、図2.31のモデルを用いて、ベントナイトによる周辺抵抗の削減率 K_B

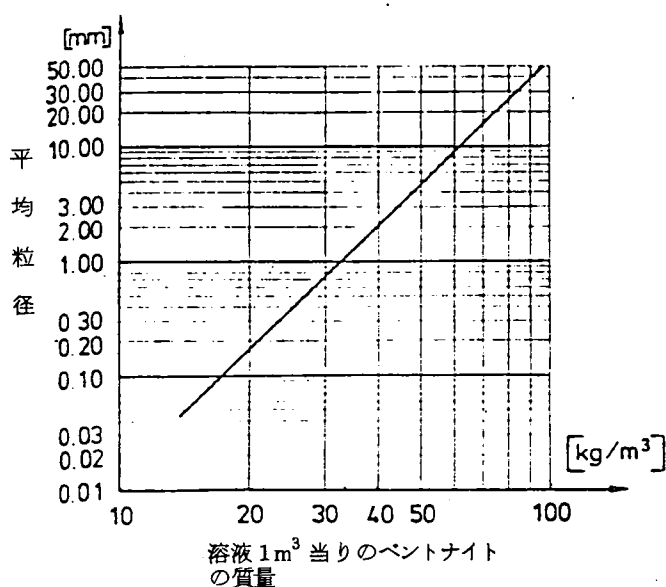


図2.37 M. Scherleによる地盤の平均粒径とベントナイト溶液の濃度との関係

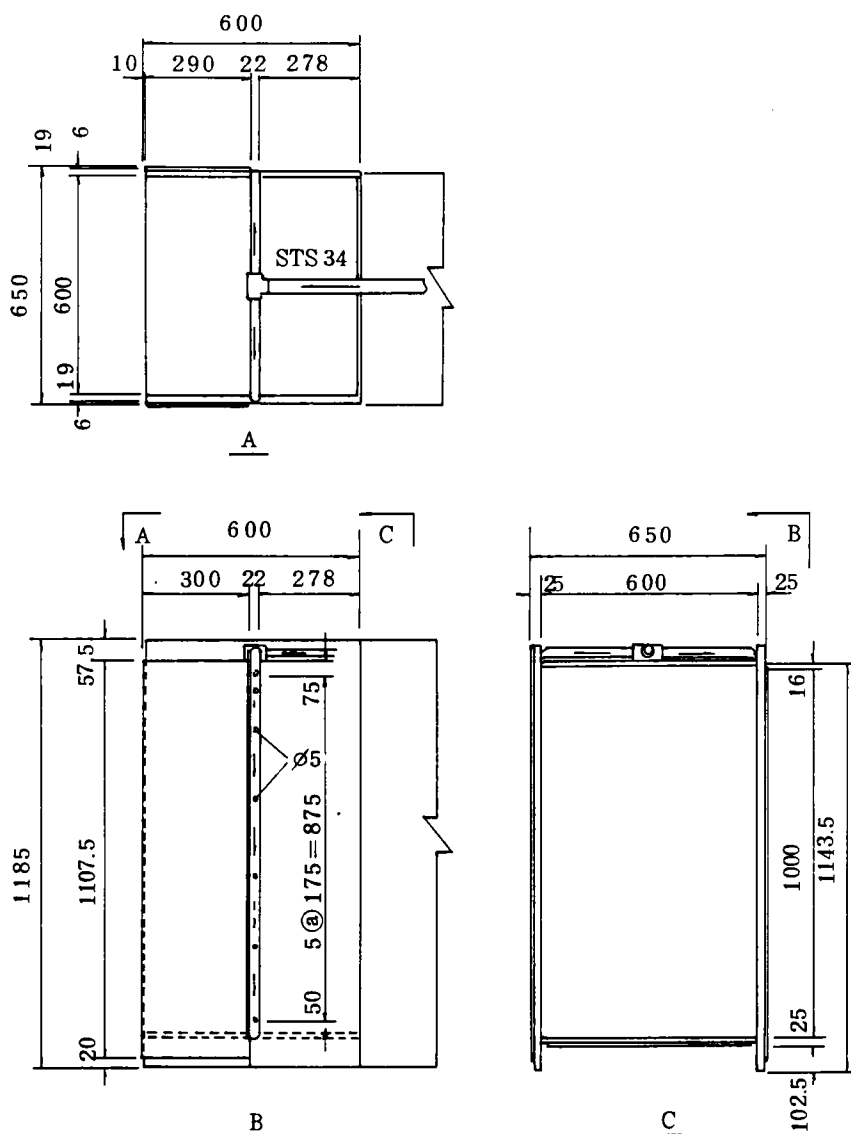


図 2.38 ベントナイト注入用配管

を式 (2.2 6) を用いて 0.5 m おきにとったデータから計算し、その平均値を求めると、

$$K_B = 0.22$$

となる。ただし、この場合の g_1 の値としては図 2.39 (a) において、推進長ゼロのときの値がないので、0.5 m 推進時の推力をとって、26 t f、 g_2 については、最低の推力を示した推進

長 1.5 m のときの
22 tf を用いた。

また、本工事に
於いて、図 2.3 4
のエレメントのう
ち、No.18 と No.19
のエレメントを用
いてベントナイト
の滑材としての効
果を求める試験も
実施した。

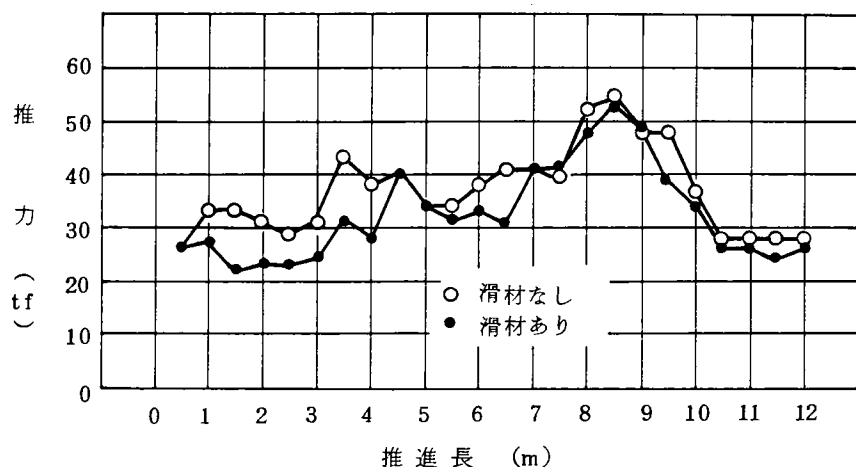


図 2.3 9(a) 滑材 (ベントナイト) の効果

この場合、ベン
トナイト溶液の濃

度は清水 1 m³ 当りベントナイト 50 kgf とし、土質は礫まじり火山灰土であった。

試験は No.18 エレメントにはベントナイトを使用せず、No.19 エレメントにはベントナイトをパイプにより地山とエレメント上面との間に噴射させた。

この時の推力と推進長との関係をベントナイトを使用したときとしないときについてプロットしたのが図 2.3 9(b) で、明らかに、ベントナイトを滑材として使用した場合には、使用しな

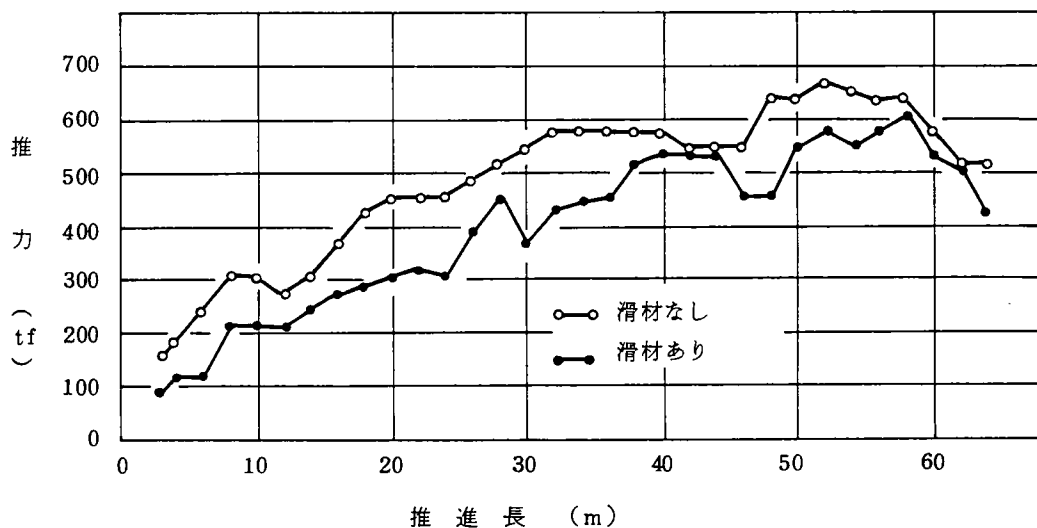


図 2.3 9(b) 滑材 (ベントナイト) の効果

い場合に比べて、推力が減少していることがわかる。この結果から、同じような方法を用いて、 $g_1 = 152 \text{ tf}$ 、 $g_2 = 91 \text{ tf}$ （推進長 3 m のとき）として、2 m おきの実測値より求めた K_B の平均値は

$$K_B = 0.20$$

が得られた。したがって、ベントナイトを滑材として使用すれば、周辺抵抗を約 20 % は削減できると推定できた。

以上の結果から、フリクションカッターとベントナイトによる滑材を使用することにより、推進時の周辺抵抗を約 70 % 削減できることが判明したので、本工事で必要最大推力 1500 tf のうち、周辺抵抗が 1431 tf を占めるので、これが 70 % 削減されるとすれば、500 tf で推進できると推定された。

なお、推進機の最大推力は 600 tf で設計することとし、さらに、補助工法としては濃度 5 % のベントナイト溶液を滑材として使用し、さらに、エレメントの先端の上板と下板には厚さ 10 mm、幅 260 mm、長さ 1000 mm のフリクションカッター用の鋼板を熔接することにした。

図 2.40 は本工事で 19 箇のエレメントを推進したときの最大推力とエレメントを推進した地盤の N 値から J. H. Schmertmann の表¹⁶⁾を用いて換算した q_{DC} の値との関係をプロットしたものである。最大推力は 700 t であった²⁶⁾ (tf)。

また、三つの曲線は計算推力を示し、このうち、曲線①は式 (2.25) から求めたものであり、曲線②は式 (2.27) において、 $\zeta' = 0.255$ 、 $K_f = 0.5$ としたとき、曲線③は式

(2.27) において、 $\zeta' = 0.255$ 、 K_f を 0.7 としてそれぞれ計算した推力を示している。

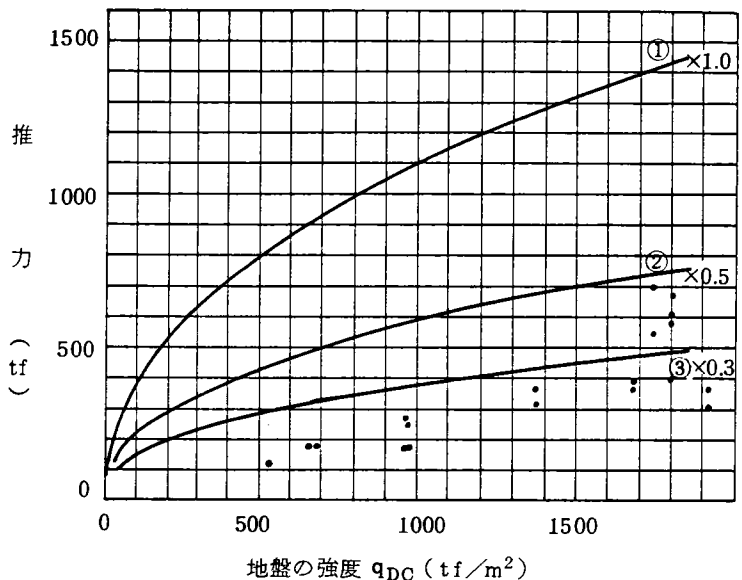


図 2.40 q_{DC} と最大推力との関係 (弘前地下道)

なお、この推進機の固有抵抗は22.5 tfであり、最大推力長比 λ としては図2.9と各エレメントの施工基面からの深さとから平均として0.864を用いた。

この図から、周辺抵抗が約70%削減されると仮定した曲線による推力が実測値のほぼ平均を示していると考えられるので、ベントナイト溶液とフリクションカッター併用の場合は式(2.27)を用いて K_f を約0.7と仮定することにより最大推力をほぼ推定できることが明らかになった。

第3節 結 論

うえに述べた事から次のことが判明した。

1. 推進工法でもっとも大事なことは必要最大推力をいかに推定するかである。本論文では、サウンディングで得た地盤の強度から推力を推定する方法を提案し、実測値と比較し、その妥当性を立証した。
2. 推進工事に用いる推進機は、極力、既存のものを使用し、その能力を越える工事では推力削減のための補助工法を用いるほうが経済的なことが多い。本論文では滑材としてのベントナイトの効果とフリクションカッターが周辺抵抗の削減に及ぼす効果を実験により確かめた。
3. 推力を減らす方法としては掘削機の先端をエレメントの先端より突出させる方法があり、本論文ではその効果についても確認した。しかし、この方法は路盤陥没などの原因にもなるのでその使用に当っては慎重な配慮が望まれる。
4. 本掘削機の先端にあるギャケーシングの先端は楔状になっており、そのため、先端が平板になっている場合に比べて、地盤内に推進されたときに地盤から受ける単位面積当りの抵抗は小さく、両者の比率は一定の値になる。

参考文献

1. K. Terzaghi: Theoretical soil mechanics, 11th, printing, February 1963, John Wiley and Sons Inc. pp. 118-134.
2. 日本下水道協会: 下水道推進工法の指針と解説, 日本下水道協会, 1980年6月, p. 24.
3. M. J. Tomlinson: The adhesion of piles driven in clay soils, Proc. of

- 4th Inter. Conf, of S. M. F. E., London, 1957, pp. 66-71.
4. R. D. Chellis : Pile foundations, McGraw Hill Book Company, 1951, pp. 502-520.
 5. C. W. Dunham : Foundations of structures, 2nd edition, McGraw-Hill Book Company, 1962, p. 303.
 6. G. A. Leonards : Foundation Engineering, McGraw-Hill Book Company, 1962, p. 644.
 7. G. G. Meyerhof : Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils, Jour. of S. M. F. D., Proc. of A. S. C. E., No SM1, January 1956, pp. 1-19.
 8. W. Weber : Entwicklung neuartiger wirtschaftlicher Rohrvortriebe bei kleiner Querschnitten, Tiefbau, Oktober 1979, pp. 817-827.
 9. M. Scherle : Rohrvortrieb. Band 1, 1977, Bauverlag GmbH, pp. 9-44.
 10. M. Scherle : Technik und Anwendungsgrundsätze des Rohrvortriebes, Baumaschine und Bautechnik, 18 Jahrgang, Heft 4, April 1971 pp. 145-157, Mai 1971, pp. 205-213, Juni 1971, pp. 237-244.
 11. G. Hurtz · W. Weber : Ermittlung der Rohrreibung und Entwicklung eines Bohrgerätes, Tiefbau, August 1981, pp. 550-555.
 12. 日本下水道協会 : 下水道推進工法の指針と解説, 日本下水道協会, 1980年6月, p. 23.
 13. 成山元一 · 志田幸盛 : 推進工法, 鹿島出版会, 1979年12月, pp. 37-40.
 14. 竹下貞雄 · 洲上俱宏 · 安田祐作 · 斉藤英一 : URT工法による長円形地下道の施工に関する研究, 鉄道技術研究報告, No 1195, 1981年10月.
 15. 山田嘉明 : 塑性力学, 日刊工業新聞社, 1970年3月, pp. 193-277.
 16. J. H. Schmertmann : Static cone to compute static settlement over sand, Jour. of S. M. F. D., Proc. of A. S. C. E., Vol 96, No SM3, 1970, pp. 1011-1043.
 17. 森 麟 : シールド工法の土質工学的諸問題, 土と基礎 · 最近の工法, 土質工学会編, 1967, pp. 55-72.
 18. 稲田倍穂 : スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について, 土と基礎, Vol. 8, No 1, 1960, pp. 13-18.

19. H. Lorenz : Senkkastengrundung mit Reibungsverminderung durch thixotrope Flüssigkeiten, Die Bautechnik, 34 Jahrgang, Heft 7, Juli 1957, pp.250-253.
20. 基礎土構造研究会編：基礎構造設計資料，技報堂，1977，p. 98.
21. J. Endell : Bentonit im Baugewerbe, Die Bautechnik, 30 Jahrgang, Heft3, März 1953, pp. 71-73.
22. H. Lorenz : Erfahrungen mit thixotropen Flüssigkeiten im Grundbau, Die Bautechnik, 30 Jahrgang, Heft 3, August 1953, p. 232-236.
23. L. Ebner : Durchpressungen - ein zweckmässiges Arbeitsverfahren im Tiefbau, Tiefbau, März 1970, pp.185-200.
24. W. Lächer : Einfluss von Bentonitschmierung, Tiefbau, September 1981, pp. 612-622.
25. M. Scherle : Technik und Anwendungsgrundsätze des Rohrvortriebes, Baumaschine und Bautechnik, 18 Jahrgang, Heft 4, April 1971, pp. 145-157.
26. 竹下貞雄・洲上俱宏・安田祐作・金井正好・林雅博：推進工法による弘前駅構内地下道新設，鉄道技術研究所速報，NoA-84-38，1984年3月。

第三章 切削抵抗を求める式

第1節 従来の方法と問題点

1. 畠の方法

この方法¹⁾は切削深さが一定である定常切削の場合や刃先が土中にくい込んで切削深さが時間とともに変化する非定常切削の場合など、いろいろな切削現象について、切削抵抗を求める式を提案するものである。

これによると、まず、幅5cmの鋼板を深さ t だけ地盤中に押し込み、上端に水平力を加えて、鋼板と地表面との交点を固定支点として掘返すときの力 P から切削強度指数 e_s を求める。一方、定常切削では地表面に平行な切削抵抗分力 H_α とこれに直角な切削抵抗分力 V_α はそれぞれ刃幅、刃面と土との間の摩擦角、切削深さに関係するが、その比例常数 k_s 、 k_c は砂質土については e_s 、粘性土については $e_s t$ と直線的関係があることが判明した。このことから e_s の値を用いて切削抵抗を求める式を提案した。

次に、刃先が土中にくいこんで切削深さが増してゆくときには、刃先は地表面に直角方向に大きな抵抗を受ける。畠はこのような非定常切削の場合の刃先の軌跡を求めることに成功し、またどの土に対しても等しいくい込み能力をもたせるためには、その土の e_s に比例した押し込み力を与えるべきことを明らかにした。

URT工法用掘削機では、図3.3を見てもわかるように定常切削にあたるが、畠の方法による e_s を求める試験は、セッティングの方法が難しいことと切削抵抗分力を求める式が複雑すぎるきらいがある。

2. ドムブローフスキーの方法

ドムブローフスキー²⁾はメカニカルシールドのビットにかかる切削による土の抵抗の接線力 p_1 は切削部の摩擦抵抗、切削に対する土の抵抗およびバケット内への土の流入抵抗の和であると考えた。また、ビットの幅 b が20～30cm、切削される土の層の厚み h が15～20cmであれば、この接線方向の切削抵抗力 p_1 は b と h の積に比例するとのべている。

この考えは、切削抵抗がビットの幅や切削深さに関係するとして、土質別の常数から切削抵抗を求める式を提案するもので、切削抵抗を求めるときの基本的な考えを示している。

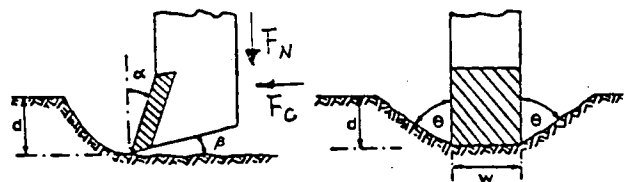
しかし、この式はティース式のビットであり、URT工法用の掘削機のビットとは形が異なるので、この方法は使えないものと思われる。

3. F. F. Roxborough の試験

F. F. Roxborough³⁾はトンネルボーリングマシンに用いられているいろいろなビットに作用する地盤の抵抗力を実験で確めた。

試験条件は、ビットのすくい角 α (図 3.1) が -15° と $+30^\circ$ の2種類、ビットの幅は20 mm, 35 mm, 47 mmの3種類、切削深さも20 mm, 35 mm, 47 mmの3種類であった。

この結果、図 3.1 に示すようなドラムについているビットが岩石を切削する場合の押しつけ力 F_N (切削深さを一定に保つに要する力) と切削力 F_C (力 F_N に直角な方向の力) との関係やこれらの力と切削深さとの関係について次のような結論を得た。



α : すくい角 θ : 破砕角
 β : 逃げ角 w : ビットの幅
 d : 切削深さ

図 3.1 切 削 図

- (1) 押しつけ力も切削力も切削深さが大きくなるにつれて増加する。
- (2) 押しつけ力は、 α が $+30^\circ$ のときは小さく、時にはほとんどゼロに近いときもあった。濡らしたチョークでは負になった。これはビットがチョークの中に引き込まれる現象があったためと思われる。
- (3) 切削力に対する押しつけ力の比は、いつも1.0以下であった。すなわち、濡らしたチョークではこの比の平均が0.08 ($\alpha = +30^\circ$)と0.5 ($\alpha = -15^\circ$)であり、乾燥したチョークでは0.48 ($\alpha = +30^\circ$)と0.68 ($\alpha = -15^\circ$)であった。

Roxboroughの試験は、いわゆるノミ刃式といわれるビットを使って、一定の切削深さになるような押しつけ力のもとでの切削力を求め、その時の両者の値の比から切削力の方が大き

いことを述べている点が注目される。

UR T工法用掘削機のビットもRoxboroughの実験に用いたビットとほぼ同じような形状をしている。しかし、Roxboroughの場合は、切削深さを最小20 mmしか考えていないのに対しUR T工法用掘削機の場合は、仮に推進速度を4 cm/min・回転数を20 rev/min. とすれば、1回の切削深さは2 mmとかなり小さいので、むしろ、推力をビットに作用させ、それを摩擦力に置きかえて切羽を掘削してゆくと説明した方がよいと判断される点がRoxboroughの方法とは異なるものと考えられる。

第2節 新しい提案式

1. 考え方⁴⁾

本工法に用いる掘削機の先端部を図3.2に示した。すなわち、地盤を切削する掘削機のビットは掘削機のアームの先端に取り付けられて、水平に回転する。回転力は後方に位置する推進

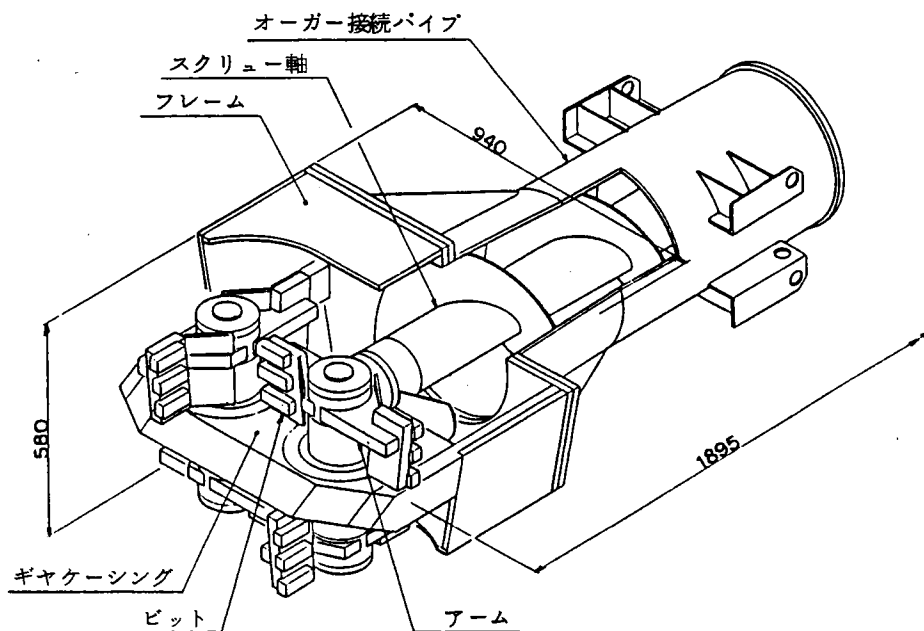


図3.2 掘削機

機の油圧モーターから減速機、スクリー軸内の駆動軸、ギヤケーシング内の歯車等を介して掘削機のアームに伝達される。

一方、推力は推進機からトラフパイプ（スクリーを内蔵するもの）を経由して掘削機に伝えられる。

推進速度は一般に 4 cm/min とし、また、掘削機のアームの回転数は 20 rev./min. が標準となっている。

図 3.2 に示す掘削機は $600\text{ mm} \times 1000\text{ mm}$ のエレメントを推進する場合のもので、 $400\text{ mm} \times 800\text{ mm}$ のエレメントに用いる掘削機はこれより小さく、例えば、ビットの数は掘削機の 1 本のアームにつき 2 個になる。同様に、台形のエレメントの場合は、ギヤケーシングの上と下にある掘削機のアームの長さを変えることで対応している。

このような掘削機の切削抵抗および切削トルクを求める式を考える。

一般に、切削の最初は切羽が平面になっているが、一旦、掘削機が切羽を切削するとあとは、円筒の内壁のようになるから、畠の考えにしたがえば、初め一時的に非定常切削であるが、すぐ、定常切削になると考えられる。

前節では、切削現象についての今まで研究されている事の代表的なものについてのべたが、これらの考えをふまえて、UR T 工法用掘削機にかかる切削抵抗を求める式を考えてみる。

その前提としては次のように考える：

- (1) 推力は式 (2.25) で表わされるものとする。
- (2) 先端抵抗はエレメント先端、ギヤケーシング先端および掘削機のビットの接地部分とで分担されるが、これらの分担比率はその断面積の比率で表わされる。
- (3) 掘削機のビットにかかる推力はビットの接地面積に比例する。それゆえ、切削力も面積に比例する。
- (4) 掘削機の切削トルクは機械自体の固有抵抗によるトルクと切削によるトルクの和で表わされる。

これらの仮説のうち、(1)は推力を求めたときに説明し、(2)は実験から求めることにし、(3)は本掘削機は線路の下路盤を掘るために、過大な切削による路盤陥没を防ぐ意味から掘削機のビット 1 回転による切削深さが 2 mm と小さくしてあり、むしろ、推力をビットに作用させ、それを摩擦力におきかえて切羽を切削してゆくと説明した方がよいと判断したことによるものである。(4)はこの種の機械では固有抵抗は無視できないので実験により求めることにする。

これらの仮定から切削トルクを推定する式を求める。(図 3.3)

まず、推力 F は次式で表わされる：

$$F = \lambda \cdot (p_1 - a) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで、 λ は推力の油圧 (kgf/cm^2) を推力 (tf) に換算する係数、 p_1 は掘削機の先端が切羽に触れたときの推力の油圧 (kgf/cm^2)、 a は推進機自体の推力の固有抵抗を示す油圧 (kgf/cm^2) である。

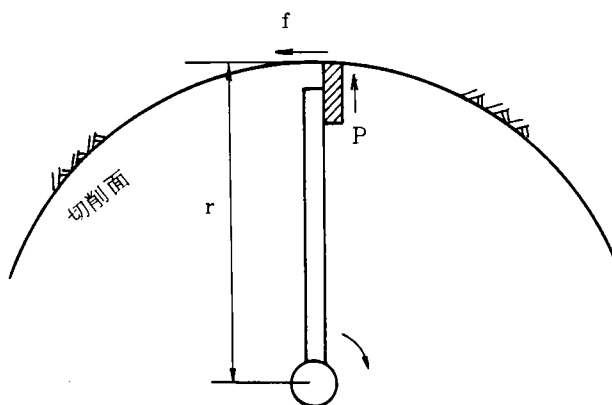


図 3.3 切削面に働く力

したがって、条件の(2)から、ビットが地盤を押す力 P は次式で表わされる：

$$P = F \cdot \xi = \xi \cdot \lambda \cdot (p_1 - a) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここで、 ξ は掘削機のビットに作用する推力の分担率である。

一方、掘削機の切削トルク T と掘削機の油圧との間には次の関係がある：

$$T = \nu (p_2 - b) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 ν は掘削機の油圧 (kgf/cm^2) を切削トルク ($\text{kgf} \cdot \text{m}$) に換算する係数、 p_2 は掘削機の先端が切羽に触れたときの切削トルクの油圧 (kgf/cm^2)、 b は切削トルクに関する固有抵抗を示す油圧 (kgf/cm^2) である。したがって、掘削機のアームの長さを r (m) とすれば、ビット先端にかかる切削力 f は：

$$f = T / r = \nu (p_2 - b) / r \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

また、地盤とビットの間に作用する切削力比を μ とすれば

$$\mu \cdot P = f \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

なる関係があるので、この式に (3.2) , (3.4) 式を代入すれば、

$$\mu = \nu (p_2 - b) / \xi \cdot \chi \cdot (p_1 - a) \cdot r \quad \cdots \cdots \cdots (3.6)$$

したがって、いろいろな地盤について実測により、切削力比 μ の値を決定すれば、次の式から、切削に必要なトルク T を推定することができる：

$$T = F \cdot \xi \cdot r \cdot \mu + \nu \cdot b \quad \cdots \cdots \cdots (3.7)$$

この式の右辺の第一項の F は推力の式 (2.25) の先端抵抗を示す式であるから、これを代入し、かつ、単位を $\text{kgf} \cdot \text{m}$ に修正することにより、次のように示すことができる：

$$T = 27102 \cdot A \cdot \zeta \cdot q_{DC}^{0.352} \cdot \xi \cdot r \cdot \mu + \nu \cdot b \quad \cdots \cdots \cdots (3.8)$$

これらの式の係数のうち a , b , χ , ν は工場での運転試験から、 r は掘削機の形状から決まり、表 3.1 のような値になっている。なお、エレメントの形が台形の場合には掘削効率をあげるために、上段の掘削機のアームと下段の掘削機のアームとではその長さが異り、その平均をとるので、この表の値といくらか異なる。

表 3.1 係 数 表

機種 \ 係数 単位	a	b	χ	ν
	kgf/cm^2	kgf/cm^2		
I	5	25	0.67	6.48
II	5	30	0.67	6.48
III	15	50	1.52	7.45

r の値

エレメント \ 単位	r
	m
400×800	0.215
600×1000	0.290

次に、掘削機の先端が切羽に与える推力のうち、掘削機のビットが負担する比率 ξ については次のように考えた。

図 3.2 において、推力はエレメント、ギアケーシングおよび掘削機のビットの各先端によって分担されると考え、その比率はこれらが切羽と接する面積に比例すると考えてよいが、ギアケーシングの先端だけは楔状になっているために、地山に接する面が平板になっているエレメントやビットとは異なるはずである。

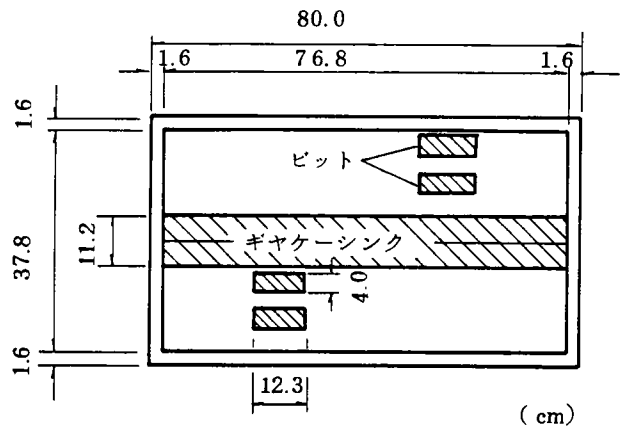
これについては、すでに第 2 章第 2 節の閉塞率を求めるための試験で明らかのように、先端が楔状のものは、先端が平板状のものより、単位面積当りの抵抗が $1/2.6$ であるという結果が得られているので、その結果を用いるものとする。

一般に、掘削機の先端には、図 3.4 (a), (b) に示すように、エレメント、ビット、およびギアケーシングがあり、これらが同時に地山に接触するので、これらの面積をそれぞれ、 a_e 、 a_b よび a_g とすれば、ビットの推力分担率 ξ は上に述べた仮定から次の式で示される：

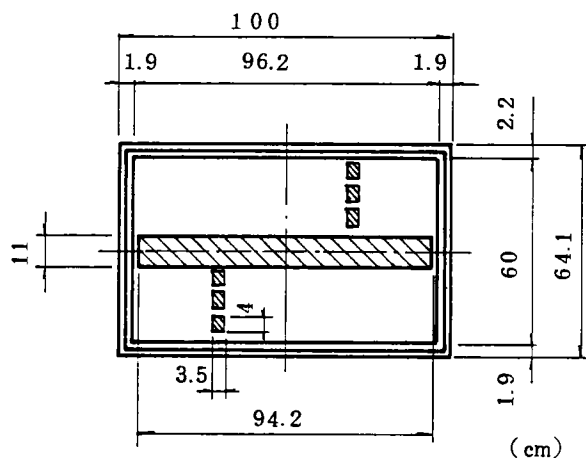
$$\xi = a_b / \{ a_e + a_b + a_g / 2.6 \} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

この式を用いて、図 3.4 (a) の場合を求めると、

$$\xi = 0.218$$



(a) 400×800 のエレメント



(b) 600×1000 のエレメント

図 3.4 掘削機の先端図

図 3.4 (b)は香椎駅暗渠の建設に用いた時の掘削機の先端断面図を示し、図 3.4 (a)と著しく異なるのは、ビットが改良されて 3.5 cm×4 cm の先端断面とし、しかも、ビット数が上段と下段に 3 箇所ずつついていることである。

この断面について、式 (3.9) から ξ の値を求めると

$$\xi = 0.0570$$

となる。

以上のように、 ξ については掘削機先端の形状から決定されることになる。

最後に、掘削機のトルクを求める式 (3.8) の中で決めるべき値は切削力比 μ である。これについては、過去の 12 箇所の工事について、各エレメントを推進したときの掘削用油圧と推力用油圧の実測値から式 (3.6) を用いて求めた。それを各工事毎の平均値を土質別に示すと表 3.2 のようになった。

表 3.2 実測から求めた切削力比の値

細 粒 土				粗 粒 土			
工事名	推進機	ξ	μ	工事名	推進機	ξ	μ
土 浦	I 型	0.218	1.105	大 宮	II 型	0.0571 0.0591	0.468
掛 川	I 型	0.0619	0.844	蟠 竜 湖	I 型	0.0697	0.620
益 田	I 型	0.0714	1.393	弘 前	III 型	0.0559 0.0738	0.406
鈴木島 (側壁)	II 型	0.0585	1.012	名 取 川	I 型	0.0521	0.392
鈴木島 (上床)	I 型	0.0663	0.847	平 均 値			0.470
香 椎	II 型	0.0704 0.0730 0.0750	0.572	注：細粒土，粗粒土の区分は，日本統一土質分類法によるものとする。			
水尾川 (上床)	II 型	0.0539	1.157				
水尾川 (側壁)	II 型	0.0671	0.695				
樽	II 型	0.0733	0.627				
刈谷田川	III 型	0.0580	1.017				
平 均 値			0.927				

この表で1つの工事で μ の値が2つ以上あるのはエレメントの形状が2つ以上あるためであり、また、土質分類は現地の土質調査から得た粒度分布より日本統一土質分類法に準拠して決めたものである。この表から、切削力比 μ は細粒土で大きく、粗粒土では小さいという傾向がうかがわれる。これは細粒土の場合は粘着力があるためにビットに付着して摩擦力を生じさせるのに対して、粗粒土の場合には粘着力がないために、ビットに摩擦力を生ずるのが少ないためと判断される。

以上の結果から、 μ の値として平均値をとって、細粒土については0.9、粗粒土については0.5を用いることを提案する。

次に、切削トルクの計算に無視できないものとしては、推進長が長くなると、掘削機の固有抵抗が増加することがある。これは、本掘削機の場合は軸を2 mおきにつないでゆく構造になっているために、その継手のところが剛性のある継手でないためにたわみやすいことと、さらに、図3.2に示すように、スクリーコンベアとトラフとの間に間隙があって、たわむことから、軸が水平にならないことによるエネルギーの損失が生ずることである。

これを明瞭にするために、工場内でⅢ型の推進機を用いて、掘削機だけの場合、長さ2 mの軸を1本だけ連結した場合、2本連結した場合と順次軸数をふやし、最後に、軸を6.3 m連結してその先端に長さ2 mの掘削機をつないだ場合での切削トルクの固有抵抗の測定を実施した。

図3.5はその結果をプロットしたものである。縦軸に切削トルク用の油圧の読み、横軸には連結した軸の長さが示してある。

この図によると、掘削機だけのときでも油圧は始めは58 kgf/cm²を示すが、約20分回転させておくと、50 kgf/cm²におちつくことが判明した。また、2.4 mまでの油圧は軸を連結して30分程経過したとき

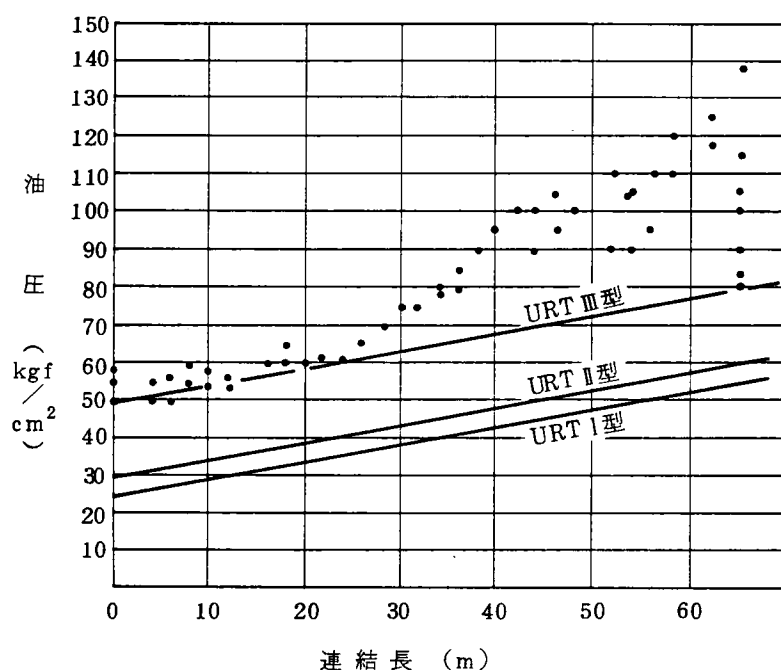


図3.5 掘削機の固有抵抗と軸の連結長との関係

の値である。次に26mからはこの余裕をとらないで、軸を連結した直後に軸を回転したときの油圧の値が示してある。したがって、プロットの勾配が0から24mまでよりはやや急である。なお、26m以降の油圧のプロットが同じ連結長で2つあるのは表示計の針が動いていたときの最大と最小の読みを示しているからである。

次に、軸を63mつないで、その先端に掘削機をつないで回転したときは、当初は138 kgf/cm²を記録したが時間が経過するとともに油圧も減少し、この場合は3時間経過して80 kgf/cm²に落ちついた。

したがって、接続するロッドの長さによって、切削トルクの固有抵抗が変化することと、正常に運転されている時の固有抵抗と軸の連結長との間には直線で示されるような関係があると推定された。これは、推進長が大きくなると掘削機の固有抵抗も無視できないことを示している。URTI型およびII型についても、推進長がゼロのときの掘削機の固有抵抗の値が表3.1のbで示されており、かつ、軸の直径、継手構造もURTⅢ型と殆んど差がないとみなせるので、切削トルクと軸の連結長との関係はURTⅢ型とほぼ同じと考えることができ、図3.4のURTⅢ型の直線に平行な線を引けば、URTI型、II型の掘削トルクの固有抵抗と連結長との関係が求まる。

以上で、切削トルクを推定するのに必要な常数が得られた。

2. 実測との比較

2.1 木田余架道橋

切削トルクを求める式は式(3.8)から次のように与えられた。

$$T = 27102 \cdot A \cdot \zeta \cdot q_{DC}^{0.352} \cdot \xi \cdot r \cdot \mu + \nu \cdot b$$

この式に木田余架道橋の値、すなわち、 $A = 0.328 \text{ m}^2$ 、閉塞率 $\zeta = 0.229$ 、 q_{DC} として最大値 40 tf/m^2 、 ξ は表3.2から0.218、 r は木田余の場合は $400 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}$ の矩形断面であるから 0.215 m (表3.1)、 μ は表3.2のうち、土質が砂質シルトであるから0.9とする。また、 ν はURTI型を用いたから表3.1から6.48、 b はエレメントの全長が11mであるから図3.5から 30 kgf/cm^2 と推定できるので、これらの値を上記の切削トルクの式に代入すると

$$T = 508 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

となる。

図 3.6 は木田余の工事で、上床板エレメントを推進したときに得られた切削トルクと推進長と

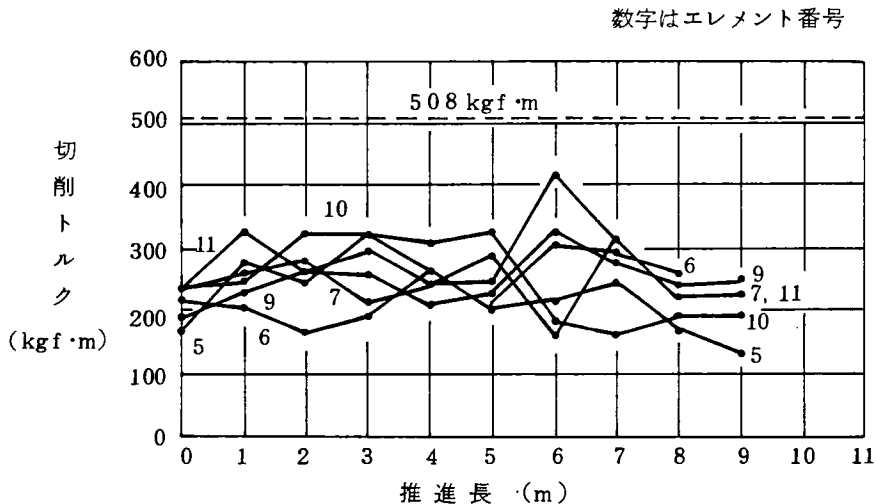


図 3.6 切削トルクと推進長との関係（木田余）

の関係をプロットしたものであり、推進長に関係なく、切削トルクは、ほぼ一定値を示している。最大切削トルクは $421 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ であった。また式 (3.8) から得られた切削トルクも点線で記入してある。したがって、この図から計算値はほぼ実測の最大値を推定できると判断された。

2.2 大宮駅地下道

大宮の場合はエレメントの種類が2つあるが箇数の多いA型エレメントを考える。断面積 $A = 0.634 \text{ m}^2$ ，閉塞率 $\zeta = 0.187$ ， q_{DC} の値としては最大値をとって 610 tf/m^2 ，掘削機のアームの長さはエレメントの断面が台形であるから、表 3.1 の $600 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$ のときの 0.290 m よりやや小さくて、 0.253 m ，ビットの推力分担率としてはAエレメントの $\xi = 0.0571$ （表 3.2），土質は粗粒土であるから $\mu = 0.5$ ，また、 ν は表 3.1 から、 6.48 （URTⅡ型使用），固有抵抗 b はエレメントの全長が 12 m であるから、図 3.5 のURTⅡ型から 35 kgf/cm^2 と求まる。これらの値を式 (3.8) に代入すると、大宮の場合の計算による切削トルクは、

$$T = 449 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

一方、大宮の地下道の工事で実測された切削トルクのうち、大きい値を示した4つのエレメントについて示したのが図3.7で、これによると、最大切削トルクは421 kgf・mとなって

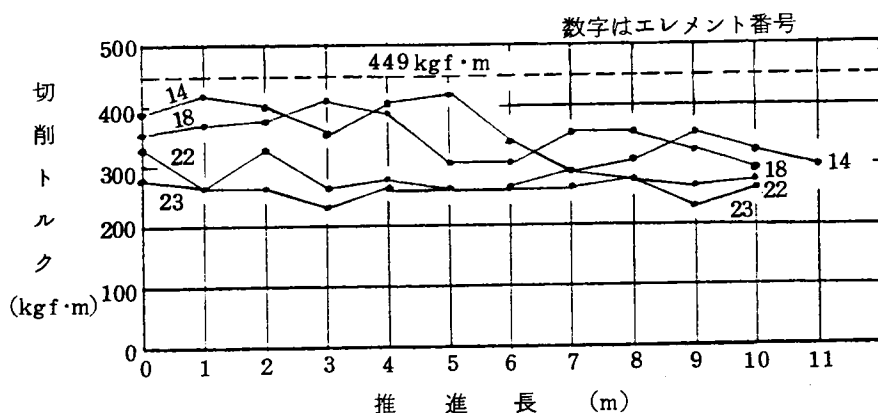


図 3.7 切削トルクと推進長との関係(大宮)

いる。これに対して、計算切削トルクは点線で示したように、449 kgf・m となり、この場合も計算式によって最大切削トルクを推定できることが明らかになった。

2.3 菊川・掛川間暗渠

この工事で推進された15箇のエレメントについて、推進長1mおきに実測された切削トルクをプロットしたのが図3.8である。縦軸に切削トルク(kgf・m)、横軸に推進長(m)がとってある。この場合の最大の切削トルクは648 kgf・mであった。しかし、ほとんどは400 kgf・m以下におさまっている。

式(3.8)で計算した切削トルクは484 kgf・mとなり、これも図に点線で示した。この計算に用いた数値のうち、 q_{DC} の値は土質調査によって得た最大の値として490 tf/m²、エレメントの断面Aは0.380 m²、閉塞率 ζ は0.223、掘削機のアームの長さrはエレメントは400 mm×800 mmタイプであるが台形であるために、いくらか異なって、0.238 m、ビット先端の推力分担率 ξ は表3.2から0.0619、掘削力比は細粒土であるから $\mu=0.9$ 、 ν はURTI型を用いたので、表3.1から6.48、bはエレメントの長さが、18 mとして図3.5から33 kgf/cm²の値を用いた。

この図から最大の q_{DC} の値を式(3.8)に代入すれば、異常値を除けば、ほぼ、実測値を

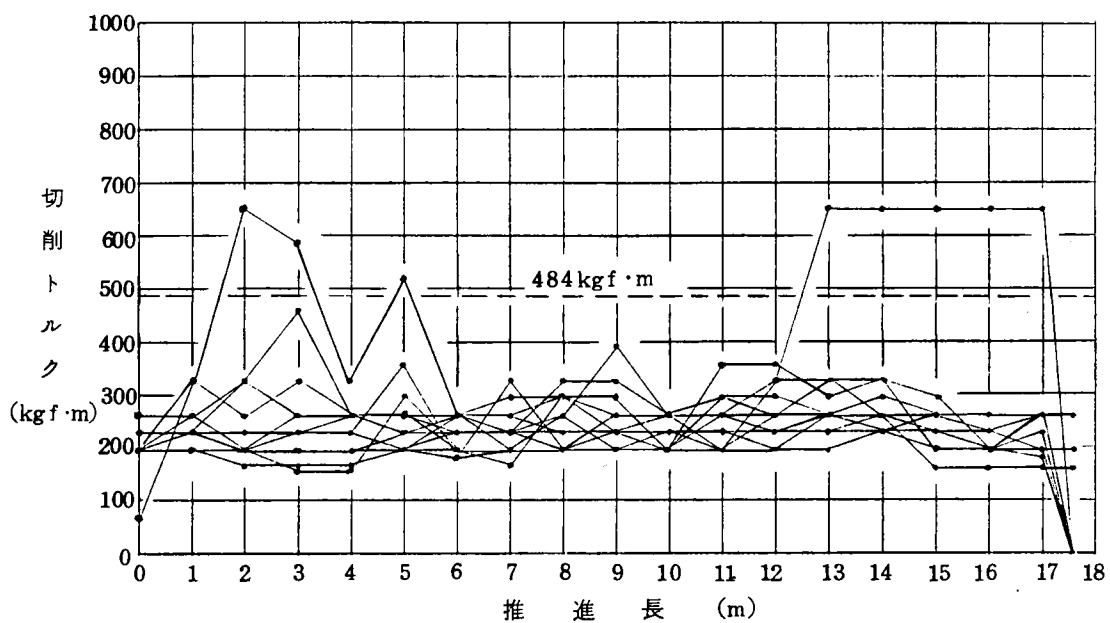


図 3.8 切削トルクと推進長との関係（掛川）

カバーする値が得られることが判明した。

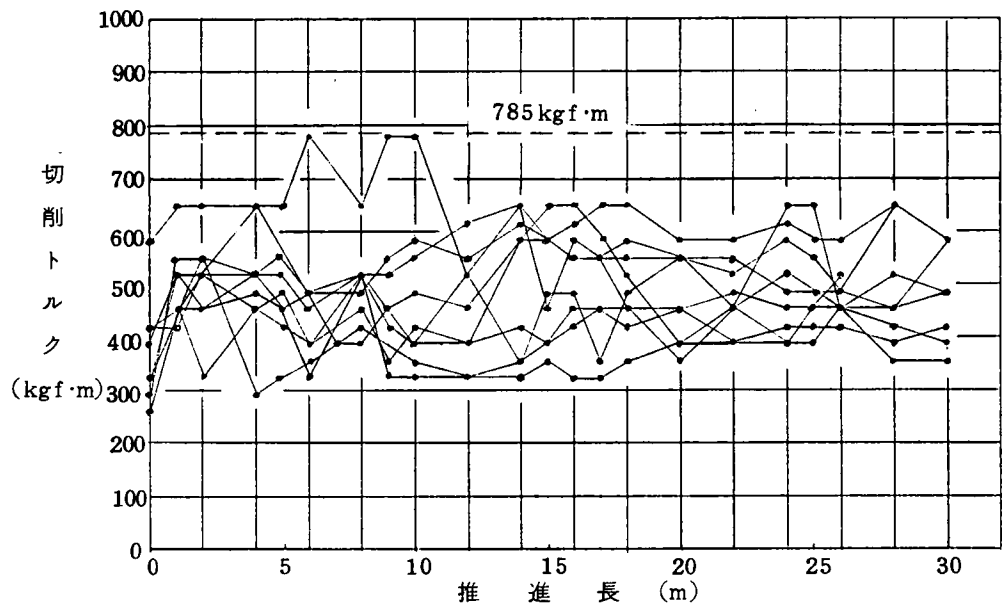


図 3.9 切削トルクと推進長との関係（香椎）

2.4 香椎駅暗渠

図 3.9 には本工事で 9 箇のエレメントを推進したときに実測された切削トルクを縦軸に切削トルク ($\text{kgf} \cdot \text{m}$)、横軸に推進長 (m) をもって示した。切削トルクは推進長とともに増加する傾向が見える。最大値は $778 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ であった。

また、式 (3.8) による計算トルクは $785 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ となった。この計算に用いた q_{DC} は土質調査による最大値 583 tf/m^2 、断面積 A については 3 種類のエレメントを使用しているが大差はないので矩形断面で代表させることにして 0.641 m^2 、閉塞率 ζ は 0.162 、掘削機のアームの長さ r は 0.276 m 、切削力比 μ は土質が細粒土であるから 0.9 、ビットの推力分担率 ξ は 0.0750 、 ν は URT II 型を用いたので表 3.1 から 6.48 、 b は推進長が、 32 m であるから、図 3.5 から約 45 kgf/cm^2 とした。

この図でも、実測の切削トルクと計算の切削トルクを比較すれば、ほぼ、計算値で実測値をカバーできることが明らかになった。

2.5 弘前駅地下道

弘前駅の城東地下道での切削トルクを推定するために、断面積 A は 2 種類のエレメントのうち、 A 型を用いれば 0.612 m^2 、閉塞率 $\zeta = 0.232$ 、 q_{DC} の値としては最大値 1920 tf/m^2 (平均最大 N 値が 32 、礫層であるから $q_{DC}/N = 6.0$ とする)、掘削機のアームの長さ r はエレメントの断面が台形であるから、平均をとって、 0.246 m 、ビットの推力分担率 ξ は表 3.2 から 0.0559 、土質は粗粒土であるから $\mu = 0.5$ 、 ν は URT III 型を用いたので、表 3.1 から 7.45 、固有抵抗 b は推進長が 64.5 m であるから、図 3.5 から約 80 kgf/cm^2 と得られる。

これらの値を式 (3.8) に代入すると必要な最大切削トルクは

$$T = 974 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

となる。

図 3.10 には弘前の工事で測定された切削トルクのうち、大きい切削トルクを示したものについて示してある。推進長が 40 m 以上のところではエレメントによって、異常な値が見られる (19 箇のエレメントのうち 4 本) が、これは地盤内に散在した玉石によるものである。また、今までのべた土浦や大宮の場合と異って、推進長が大きくなるにつれて、切削トルクも増加する傾向もうかがえる。実測によると、最大切削トルクは $1267 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ であった。

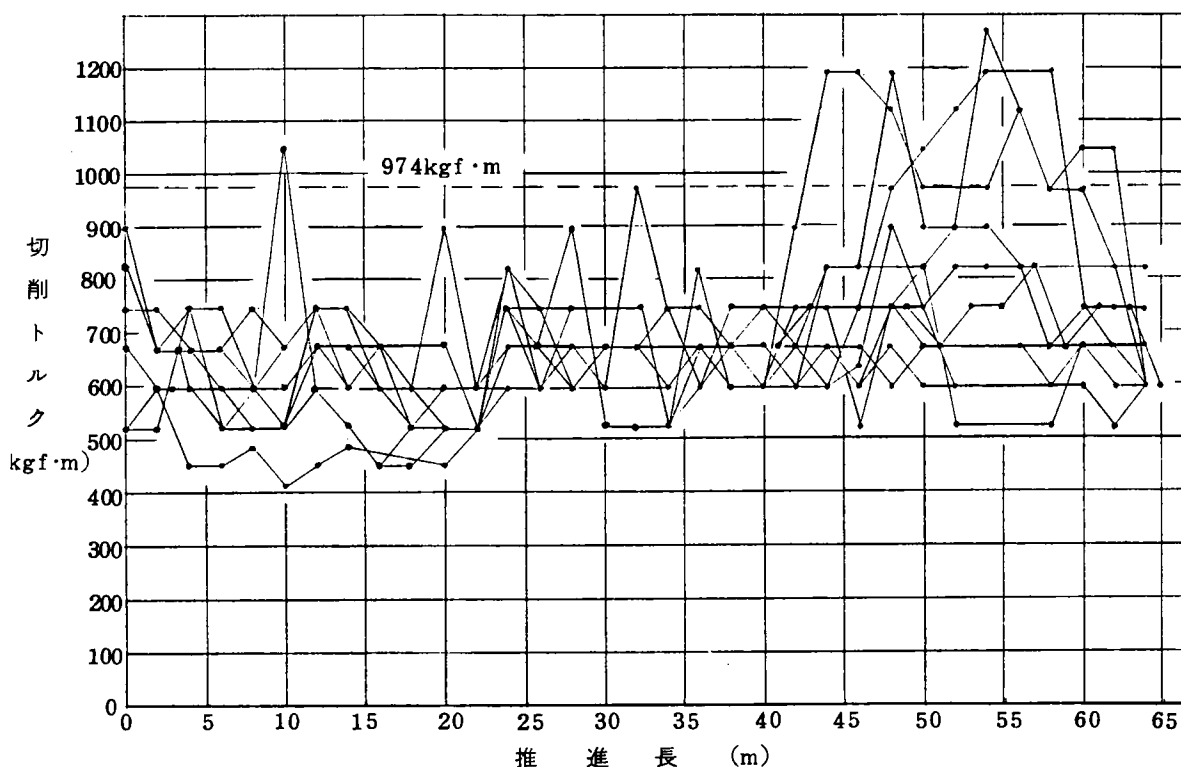


図 3.10 切削トルクと推進長との関係（弘前）

この図には式（8.3）で求めた切削トルクも点線で記入してあり、異常値を除けば、計算値は、ほぼ、最大切削トルクを推定できることが実証された。

第 3 節 結 論

以上のべて来たことから、次のことが明らかになった。

1. 掘削機の切削トルクはサウンディングによる地盤の強度に関係することが明らかになった。
2. 掘削用ビットが地盤を切削するときに、ビットに作用する推力とこれに直角方向に作用する切削力との比は、ある一定の値をとり、それは土の種類によって異なる。
3. 切削トルクの固有抵抗は推進長に比例する。これは軸が 2 m おきに連結される構造になっているために、長くなるにつれてたわみが生じ、回転による抵抗が生ずるためと考えられる。

参考文献

1. 畠昭治郎：土の掘削機構について，土と基礎・最近の工法，土質工学会，昭和42年12月，pp. 1-18.
2. 矢野信太郎：シールド工法，鹿島出版会，昭和44年2月，pp. 104-112.
3. F. F. Roxborough : The mechanical cutting characteristics of the lower chalk , Tunnel and Tunnelling, January 1973, pp. 45-67.
4. 竹下貞雄・淵上俱宏・安田祐作・金井正好・林雅博：推進工法による弘前駅構内地下道新設，鉄道技術研究所速報，No.A-84-38，1984年3月．

結 論

近年は、鉄道と道路、河川、上下水道、電力・通信などのライフラインとの立体交差工事が大都市のみならず、地方都市でも頻繁に見られるようになった。これは限られた国土資源を最適に活用するために、地域の特性を生かしつつ、人間と自然との調和のうえに立った安定感のある健康で文化的な人間居住の総合的環境、すなわち、自然環境、生活環境、生産環境を計画的に整備することを目的とし、定住構想をその開発方式として策定された国の政策に基づくものである。

しかも、最近では、21世紀の社会は高密度情報化、国際化あるいは高齢化等の進展がみられる成熟社会となることが予想されるようになってきただけに、なお一層、幹線交通通信網の整備等が必要とされるようになってきた。

しかし、国家財政は昭和48年の石油ショック以前の高度成長時代に発行された赤字公債の影響を受けて公共投資も昭和55年度から、ほぼ前年度なみに抑制されるという、いわゆる、ゼロシーリングを余儀なくされている。

このような状況下にあつて、鉄道と他の社会資本施設との立体交差を計画するにあたって、第1に考慮しなければならないことは工事費の節減である。しかも、最近ではマスメディアの普及により、国民の民度も高く、環境権なる新しい権利も主張するようになって、立体交差も既構造物の下を通過することが要求されるようになったことから、構造物そのものが高価になるだけに、なお一層、工事費の節減のために、新しい工法の開発も要求されるようになってきた。

鉄道の路盤の下に、地下構造物を建設する場合に用いられる工法は構造物の規模によって、まちまちであるが、一つの工法としてはフロンテジャッキング工法がある。

この工法は現在、かなり用いられている工法であるが、問題点としては、躯体断面積が大きいために、工事設備が大きくなること、躯体を路盤の下にひき込むときに、路盤や軌条にかなりの変形を生ずることがあること、場合によっては、掘削によって路盤を陥没させたりする危険があるために、路盤と地下構造物との間にパイプルーフによる防護工を施すことになっており、それだけ、土かぶり厚さも大きくなることである。

昭和51年に国鉄が開発したURT工法はこのパイプルーフを本体利用することによって防護工をなくすことからヒントを得たものである。この工法は鋼製の箱形断面のエレメントを順々に路盤内に推進して地下構造物の躯体を形成するもので、この工法のメリットはエレメントの断面が小さいために、推進しても軌条や路盤に大きい変形を与えず、もし与えても、軌条

や枕木による拘束力が働いて、列車の運転を阻害しない程度に変形をおさえてしまうことである。

したがって、フロンテジャッキング工法に用いた防護工などの仮設が一切不要であることと、それだけ土かぶり厚さを減らすことにより、アプローチの長さも減らすことができ、大幅な工事費の節減が期待できるところが本工法の特長である。

本論文ではこのURT工法の特長を明かにし、かつ、この工法による工事の円滑な進捗を図るために、推力および切削トルク等の機械の性能と地盤の強度常数との関連を研究したものをまとめたものである。

第1章は、本工法の特長を明かにするために、今までの推進工法の歴史と他工法を説明したあと本工法についての説明を行った。

推進工法が世にでてから約100年を経過しようとしているが、とくに、第2次世界大戦後の推進工法の技術革新はすばらしいものがある。それは推進工法が、プレキャスト製品を用いるために工期が短かく、工事も安全であること、さらに、地上の交通を阻害しないという最大の利点をもっているからであろう。

URT工法もこれらの特長をもつほかに、さらに、掘削、ずり出しおよび推進はすべて油圧駆動式の機械を用いることによって労働災害を防ぐ配慮をするとともに、土かぶりの薄いところを掘削したときの路盤陥没を防ぐために、掘削機の構造を在来オーガタイプのものとは異なったものになっている。

また、掘削機の回転軸とスクリーオーガの回転軸とは同じ軸内におさめられているが、その間にブレンベアリングを入れることによって、両軸が単独で動くようにすることで、掘削機が前後転の衝撃で硬い地盤を破砕しようとするとき、スクリー内の土もスクリーの前後転によって固まるのを防ぐ機構と、掘削機をエレメント内を自由に動けるようにした機構によって、切羽が掘削不能になったときには、掘削機を引き出して、人間が切羽の状態を確認できるようにになっている。

第2章は、推力を地盤の強度常数と関連づけるための調査を今までの工事記録について実施し、その結果、地盤の強度常数から推力を推定する方法を提案した。この場合の強度常数としてはオランダ式二重管コーンによる値を用いることとし、この値が得られない場合には他のサウンディングの方法で得た値をオランダ式二重管コーンの値に換算することにした。

推力を推定する式を求めるために、まず、実測の記録から、推力と推進長との関係を表わすモデルを求め、これを解析した結果、推力は先端抵抗、周辺抵抗および推進機自身の固有抵抗の3つの要素に分解できることが判明した。

次に、推進機の固有抵抗は常数值をとるが、他の2つの抵抗値と先に求めた地盤の強度常数

との関係を求めることによって、推力を推定する式を提案し、他現場におけるこの式による計算推力と実測推力とを比較することによって、その適用性を確認した。

なお、推力と地盤強度との関係を求める過程において、先端抵抗については掘削機の先端の幾何学的形状と実験とから決まる閉塞率、周辺抵抗については施工基面からエレメントの中心までの深さによって決まる最大推力点比という新しい概念を導入した。

また、従来から推力削減対策として用いられているフリクションカッター工法やベントナイト注入工法、あるいは、掘削機の先端をエレメントの先端より前に出して掘削する方法を用いたときの推力の減少量などについて、従来、いろいろな値が提案されていたのを、今回は本掘削機による実験により、その値を定量化した。

推力の推定は推進工事を計画するときにもっとも重要な事柄であるから、この推力を求める式および推力削減対策の効果の定量化により、能力の大きい推進機を新しく製作するよりも既存の推進機で間に合わせることができることによって、経費の節減ができ、また、推進機の適正な運用も図れるようになった。

第3章は掘削機の切削トルクと地盤の強度常数との関係を明らかにしたものである。そのために、まず、掘削機先端と地盤との間に作用する推力のうち、掘削機のビットが負担する推力を求めるのに必要な推力分担率を実験により求め、これらの値からビットと地盤との間の切削力比は地盤の種類によって異なる、ある一定値をとることを明らかにした。

次に、本掘削機自身の切削トルクの中に含まれる固有抵抗を実験によって確かめ、推進長が大きくなるにつれて、固有抵抗も増加することを明らかにした。

このようにして、切削トルクを地盤の強度常数から推定する式を提案し、この式による他現場での計算値と実測値とを比較することにより、その適用性を確認した。

以上、のべたことから、原位置試験による地盤の強度から所要推力と所要切削トルクを推定できることが明らかになった。

残された問題としては、掘削機の先端にギャケーシングがあるために閉塞率が高いこと、掘削機への動力の伝達に効率の低いウォーム歯車を用いていること、さらに、軸が2 mおきに継手を持つことから切削トルクの固有抵抗が大きいことなどがあげられる。

これらの問題は、本工法の目的からみて当然予想されたことである。したがって、閉塞率の問題については、路盤陥没のおそれのないような土かぶり厚さの大きいところでは掘削機の構造を改めて、オーガ方式にする方法、動力伝達構造については、本掘削機を使用せざるを得ない場合が多いことから、残された方法はギャ比を小さくすることによってトルクを高める方法、さらに、継目の多い軸についてはたわみを極力少なくするよう中間支承点をふやすなどの方法が考えられている。

謝 辞

本論文を作成するに当り，終始，御指導と御鞭達をいただいた京都大学教授・畠昭治郎博士，また，U R T工法の開発と施工について論文をまとめるよう御激励をいただいた名古屋大学名誉教授・摂南大学教授・成岡昌夫博士のお二人には心から御礼を申し上げます。

また，本論文をまとめるに当り，土質調査を実施していただいた鉄道技術研究所・土質研究室の安田祐作，匹本慶一の両研究員，および現場での施工試験を担当していただいた石川島建材工業KKの森田泰之U R T工法部長と中園文男課長にも深い感謝の意を表するものである。